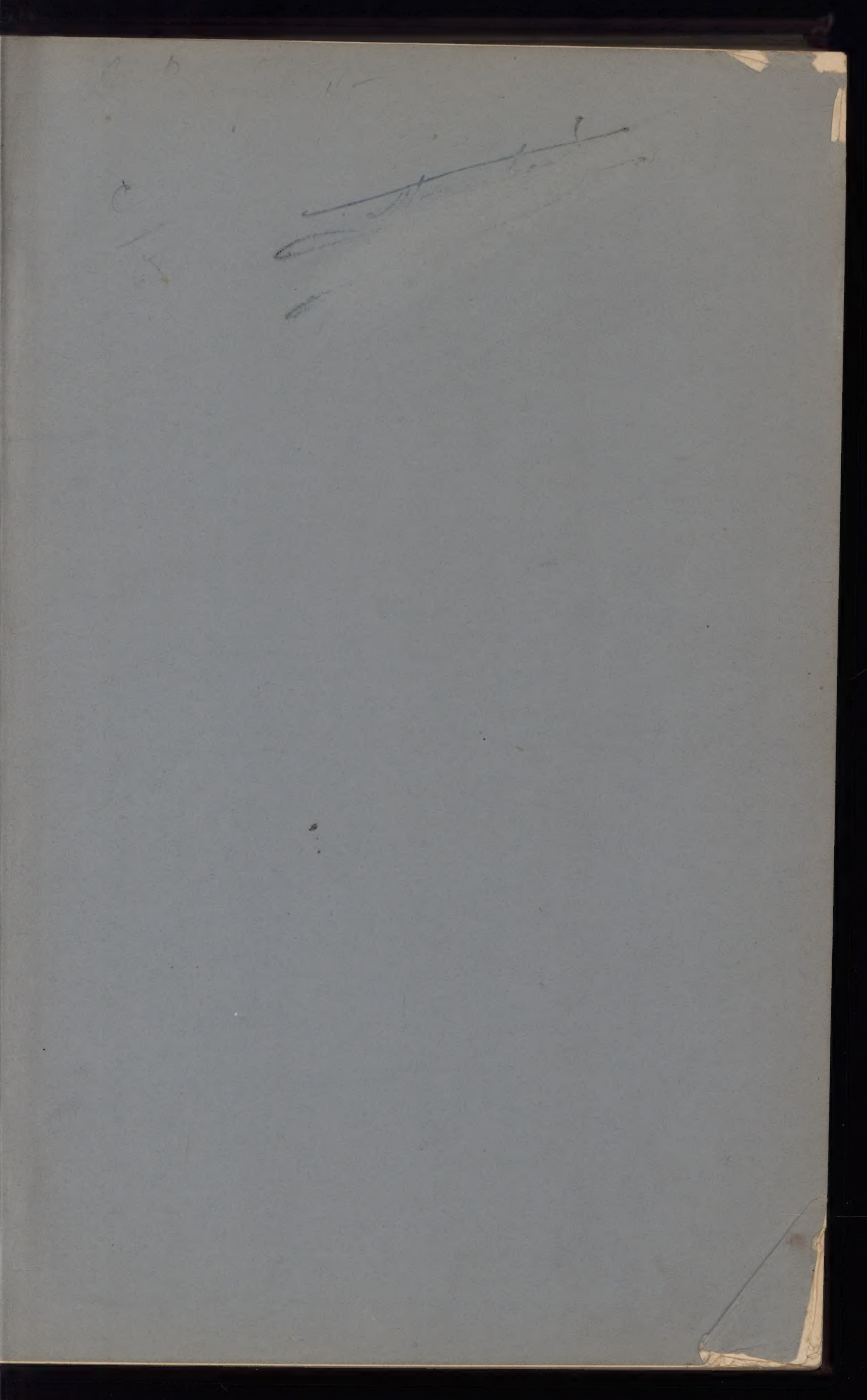
N. DE TÉDESCO ET V. FORESTIER

MANUEL THÉORIQUE ET PRATIQUE
DU
# CONSTRUCTEUR
EN
# CIMENT ARMÉ

PARIS & LIÈGE
CH. BÉRANGER EDITEUR



# MANUEL THÉORIQUE ET PRATIQUE

DU

# CONSTRUCTEUR

EN

# CIMENT ARMÉ

★

DIJON, IMPRIMERIE DARANTIERE

# MANUEL THÉORIQUE & PRATIQUE

DU

# CONSTRUCTEUR

EN

# CIMENT ARMÉ

PAR MM.

**N. DE TÉDESCO** & **V. FORESTIER**

Ingénieur des Arts et Manufactures. Ingénieur des Arts et Métiers.

AVEC UNE NOTE

## SUR LE CALCUL DES ARCS

PAR

**M. Henry LOSSIER**

Ancien professeur agrégé du cours de Résistance des Matériaux
à l'école Polytechnique de Zurich et à l'Université de Lausanne.

---

PARIS

LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE, CH. BÉRANGER, ÉDITEUR

15, RUE DES SAINTS-PÈRES, 15

MAISON A LIÈGE, RUE DE LA RÉGENCE, 21

—

1909

# PRÉFACE

Le premier essai de « Traité du ciment armé » a été développé à la Société des Ingénieurs Civils de France, par M. Ed. Coignet, Ingénieur-Constructeur, dans sa communication de mars 1894, pour laquelle il a bien voulu nous demander notre collaboration. Cette communication a été publiée sous le titre : *Du calcul des ouvrages en ciment avec ossature métallique.*

Dans un second ouvrage, intitulé « *Traité théorique et pratique de la résistance des matériaux appliquée au béton et au ciment armé* », nous avons résumé en 1904, avec la collaboration de M. A. Maurel, Ingénieur-Constructeur, les principales théories émises en France et à l'Etranger pour le calcul des ouvrages en béton armé ou non et avons exposé les méthodes générales et simplifiées que nous proposions longtemps avant la publication des Instructions Ministérielles du 20 octobre 1906. Dans nos méthodes générales, le travail à l'extension du béton était pris en considération, mais de telle sorte qu'il suffisait d'annuler un facteur pour obtenir immédiatement les formules équivalentes à celles universellement adoptées de nos jours.

Dans un troisième ouvrage, publié en 1907, en collaboration avec M. V. Forestier, Ingénieur des Arts et Métiers, nous avons développé, sous le titre de : *Recueil de types de ponts pour routes*, une série de projets de ponts à poutres droites étudiés en conformité avec les Instructions Ministérielles du 20 octobre 1906.

Le présent ouvrage est un traité général de construction relatif à un grand nombre d'applications diverses du ciment armé, pouvant servir de guide aux professeurs pour leurs cours, comme aux cons-

tructeurs pour leurs projets et l'exécution de leurs travaux. L'idée en a été conçue par M. V. FORESTIER, Ingénieur des Arts et Métiers, et ce n'est qu'après le développement complet du programme qu'il s'était tracé, qu'il nous a demandé notre concours. Convaincu de nous associer à une œuvre éminemment utile, nous avons accepté ce patronage flatteur, tout en nous bornant à des retouches de forme et à quelques additions complémentaires.

Notre collaboration se réduisant à si peu de chose, nous croyons pouvoir rendre compte de l'œuvre d'un de nos élèves comme nous le ferions dans un article bibliographique quelconque, mais cette fois après une étude plus approfondie des méthodes suivies.

Le programme de l'œuvre était de réunir sous un volume relativement restreint les connaissances spéciales nécessaires à l'ingénieur qui se consacre à l'étude des projets les plus divers de la construction en ciment armé, et à les exposer d'une façon claire et pratique, en faisant suivre les considérations générales d'applications numériques, seules capables d'éviter les interprétations erronées des principes, des notations et des unités.

On remarquera qu'il a été fait un emploi judicieux de méthodes graphiques, issues directement de l'analyse mathématique et permettant la solution rapide des problèmes les plus complexes par les ingénieurs désireux d'obtenir les résultats cherchés sans perdre un temps considérable dans le maniement toujours délicat des longues formules.

Tel est également le principe que M. HENRY LOSSIER, ancien professeur agrégé à l'Ecole polytechnique de Zurich et à l'Université de Lausanne, a suivi dans sa note sur le calcul des arcs, pour se conformer aux procédés élémentaires exposés dans le manuel; tout en s'inspirant des belles leçons de W. Ritter, M. Lossier s'est efforcé de se rappeler qu'il n'était plus professeur à l'Ecole polytechnique de Zurich, mais l'un des directeurs d'un bureau d'études important, et de rendre plus pratiques encore les précieuses méthodes de Ritter au point de leur permettre d'être suivies sans grande préparation préalable.

Bref, le présent manuel est une sorte d'aide-mémoire de l'ingénieur spécialiste, mais un aide-mémoire d'une lecture toujours intéressante

et par suite facile, expliquant l'origine des formules et la manière de s'en servir. La simplicité des formules ne s'obtient qu'en éliminant certains facteurs correctifs qui les compliquent outre mesure, mais de même que le millimètre de l'applicateur de ciment armé est remplacé sans aucun inconvénient par le centimètre au jugé, de même les divers coefficients entrant dans les calculs sont plus ou moins exacts au centième près. Il serait donc absolument irrationnel et maladroit de se condamner à noircir des cahiers de calcul pour tenir compte d'effets d'ordre secondaire, alors que l'on peut obtenir des résultats au même degré d'*inexactitude* avec quelques chiffres ou quelques traits de dessin, et une rapidité telle qu'elle laisse tout le temps à l'ingénieur d'essayer plusieurs solutions pour s'arrêter à la plus avantageuse. Et si ces méthodes rapides laissent encore le moindre doute sur la valeur des taux de travail qui en résultent, rien n'empêche d'admettre des fatigues moindres de la matière, perte largement compensée par l'économie de la solution que l'on a pu choisir. Ajoutons que les méthodes exposées peuvent être employées sans difficulté même par les plus pressés ou par ceux qui ne possèdent pas l'entraînement des mathématiciens exercés.

Il suffira de parcourir la table des matières pour se rendre compte que le manuel touche à toutes les applications les plus usuelles et qu'il n'est pas une branche de l'ingénieur spécialiste qui ne soit assez documentée pour que ce dernier puisse entreprendre sans autre guide l'étude des projets les plus divers.

N. de TÉDESCO,
Ingénieur des Arts et Manufactures.

---

# PREMIÈRE PARTIE

## HISTORIQUE. — PROPRIÉTÉS DU CIMENT ARMÉ. CHOIX ET PRÉPARATION DES MATÉRIAUX

---

## CHAPITRE PREMIER

### HISTORIQUE

1. Origines du ciment armé. — Malgré des recherches actives faites dans le courant des dernières années, on n'a pu encore éclairer d'une façon bien précise les origines du système de construction appelé aujourd'hui « béton armé » ou « ciment armé ». Il paraît toutefois certain que plusieurs entrepreneurs, dont on ignore les noms, exécutaient de menus travaux, tels que cloisons minces, plafonnages, etc., au moyen d'une armature métallique noyée, soit dans du plâtre, soit dans du mortier de ciment. On put même voir, à l'Exposition de 1855, un bateau moulé complètement en ciment avec ossature métallique et présenté par M. Lambot, entrepreneur à Carcès, dans le Var. D'ailleurs ce premier ouvrage connu existe encore et se comporte très bien malgré la faible épaisseur des parois (4 à 5 cm. environ).

2. Procédé François Coignet. — A peu près vers la même époque François Coignet, inventeur du béton aggloméré, construisait plusieurs ouvrages de grande importance, soit en maçonnerie, soit en aggloméré, dans lesquels il incorporait des tirants en fer ou en acier. François Coignet n'a pas pris de brevets pour ce genre de travaux, mais il en a décrit nettement le principe dans une série de mémoires publiés en 1861 par E. Lacroix. Il entendait suppléer à l'in-

suffisance de résistance à l'extension et au cisaillement du béton à l'aide de tirants métalliques, aussi bien dans les ouvrages soumis à la flexion, tels que planchers et murs de soutènement, que dans ceux, sollicités uniquement à l'extension, tels que des réservoirs cylindriques à pression intérieure.

Il ressortirait de ce document que François Coignet aurait été le premier à employer le béton armé dans les travaux publics. Les importants ouvrages qu'il a exécutés, tels que l'Aqueduc de dérivation des eaux de la Vanne, les murs de soutènement des cimetières de Passy et du Trocadéro, etc., permettent de contrôler ce dire. Dans la même brochure il proposait également d'augmenter considérablement la résistance des tuyaux en béton *en introduisant dans la pâte du béton même et pendant sa fabrication une toile métallique au travers des mailles de laquelle le béton pénétrerait ; cette toile métallique repliée sur elle-même, pour avoir forme de tube, donnerait certainement une prodigieuse résistance.*

3. Procédé Joseph Monier. — Quelques années plus tard, un autre Français « Joseph Monier » se livrait à des essais non moins intéressants sur le mode de construction appelé par lui « *Constructions en fers ronds et ciment* » et il lui donna une impulsion telle que Monier a été considéré pendant longtemps comme le véritable inventeur du béton armé. Monier s'occupait principalement de travaux de jardinage, réservoirs, installations et décorations de parcs, lorsqu'il eut l'idée de remplacer les caisses à fleurs mobiles, alors en bois, par de petits bassins en ciment avec treillis intérieur en métal. Les résultats furent excellents ; si bien que Monier prit son premier brevet en 1867 sur « *Un système de caisses-bassins mobiles en fer et ciment applicables à l'horticulture* ». Les caisses étaient de toutes formes et de toutes grandeurs, avec panneaux ouvrants ou non; le mode de fabrication était ainsi décrit : *Pour les établir, je fais leurs formes en barres de fer rond ou carré et fil de fer formant grillage, enduites avec du ciment de toute espèce, d'une épaisseur de* $0^{m},01$ *à* $0^{m},04$ *suivant la grandeur.*

Monier put constater bientôt dans ces travaux, plutôt enfantins, que le ciment armé pouvait donner une résistance vraiment surpre-

nante et il ne craignit pas alors de l'appliquer à des ouvrages plus importants, tels que ceux qui vont être mentionnés. Le deuxième brevet de Monier date de 1873 ; il était relatif à la construction des ponts et voûtes, armés de fers ronds ; l'armature de la voûte était composée de trois séries de barres longitudinales, l'une vers l'intrados, la deuxième vers l'extrados et la troisième dans l'axe de l'épaisseur de la voûte ; ces barres étaient réunies entre elles par un treillis métallique horizontal et vertical et elles étaient recourbées dans le béton des culées dans lesquelles elles étaient encastrées. Le troisième brevet de Monier, datant de 1878, comportait le mode de fabrication des poutres droites ou cintrées pour planchers et terrasses ; les parties tendues et comprimées des poutres étaient armées de fers en forme de champignon réunis par des étriers en fers ronds embrassant les deux armatures et attachés eux-mêmes à des fers ronds horizontaux placés entre les parties comprimées et tendues.

4. Applications du système Monier. — Monier ne s'est d'ailleurs pas contenté d'indiquer comment, au moyen du ciment et du métal, on pouvait constituer un matériau pratique et résistant, il l'a lui-même appliqué à des ouvrages importants qu'il convient de citer, ne serait-ce que pour montrer que le ciment armé était entré dans sa période d'application depuis 1868.

En 1868, construction à Fontenailles de plusieurs abreuvoirs et lavoirs pour le compte de cette ville. La même année une terrasse au-dessus d'une salle de billard à Ville-d'Avray, M. Janicot, architecte. Toujours la même année un réservoir circulaire de 20 m³ dans la propriété de M. d'Espréménil.

En 1869, réservoir de 25 m³, à Neuilly-sur-Marne.

En 1871-1872, un réservoir de 200 m³, à Fontenay-sous-Bois.

En 1872, un réservoir de 130 m³ et deux réservoirs de 1000 m³, pour le compte de la Ville de Paris, à Sèvres-aux-Bruyères.

En 1873, un réservoir de 180 m³, à la station d'Alençon, sous les ordres de M. Christophe, ingénieur des chemins de fer.

En 1875, un pont de 16 m. 50 de portée et 4 m. de largeur, établi pour une surcharge roulante de 15 tonnes, dans la propriété du marquis de Tilière.

En 1877, deux ponts (de 8 m. et de 5 m.) exécutés pour le compte de M. Faydeau, architecte.

En 1881, 2600 mq. de planchers, terrasses, silos, pour la Cie des levures et alcools d'Amiens.

En 1884, à Versailles, un réservoir de 200 m$^3$ sur pylone en ciment armé, de 4 m. de hauteur.

Mais comme la plupart des inventions françaises, celle-ci ne reçut sa consécration officielle que lorsqu'elle eut fait un stage de quelques années à l'étranger où de nombreux travaux, aujourd'hui encore célèbres par leur hardiesse, furent exécutés en Allemagne et en Autriche, puis en Hollande.

Joseph Monier avait en effet cédé ses brevets étrangers à d'importantes maisons qui, en les faisant prospérer, contribuèrent pour beaucoup à propager l'emploi du nouveau matériau. Parmi celles-ci :

L'*Actien Gesellschaft für Beton und Monierbau* de Berlin, dirigée par M. Kœnen.

*G. A. Wayss et Cie*, à Vienne et à Berlin, acquéreurs des brevets Monier dès 1890.

*Amsterdamsche Fabriek van Cement-Ijzerwerken Systeem Monier*, d'Amsterdam, depuis 1888.

*Actien Gesellschaft für Beton und andere Bauarbeiten* de Moscou.

Le système Monier était donc plus connu à l'Etranger qu'en France et aujourd'hui encore en Allemagne et en Autriche, l'expression *Monierbau* est devenue courante pour désigner le ciment armé.

5. Principaux constructeurs du début. — Si, par ordre de date, François Coignet et Monier furent de 1860 à 1885 les seuls constructeurs français ayant exécuté de nombreux travaux de quelque importance en béton avec armatures métalliques, de 1886 à 1896, le ciment armé prit en France une extension considérable grâce aux travaux d'une petite phalange d'ingénieurs ou constructeurs, dont les noms par ordre alphabétique sont : Bonna, Bordenave, Chassin, Ed. Coignet, Cottancin et Hennebique.

M. Ed. Coignet, ayant pris la succession de son père, François Coignet, s'occupa très activement de constructions en ciment armé depuis 1888 et réussit, non sans peine, à le faire admettre dans le service

des travaux publics en 1892 pour les travaux de l'aqueduc d'Achères. Lorsque cet important ouvrage fut terminé avec un plein succès, on put dire que le béton armé avait pénétré dans les sphères officielles et ce fut le point de départ de nombreux travaux importants.

M. Cottancin appliqua un des premiers également le ciment armé à la construction de planchers de maisons de rapport et même de murs en briques armées.

Toujours à la même époque, deux des constructeurs susmentionnés, Bordenave et M. A. Bonna, s'appliquèrent plus spécialement aux conduites d'eau et aux réservoirs. Bordenave participa à l'Exposition de 1888, où il obtint une récompense et exécuta l'année suivante la conduite de Venise sur une longueur de 6500 m. Quant à M. Bonna, il exécuta, de 1892 à 1894, plus de 200 kilomètres de tuyaux, galeries, voûtes, etc., dans les plaines d'Achères et de Gennevilliers. M. Chassin se spécialisa surtout dans la construction de réservoirs de toutes importances.

Mais l'impulsion la plus intense donnée à ce matériau est due incontestablement à M. François Hennebique, grâce à l'organisation géniale de l'exploitation de ses brevets et à la persévérance inlassable avec laquelle il sut communiquer sa foi ardente dans la supériorité du béton armé sur tous autres matériaux.

Malgré l'apparence de similitude présentée par les systèmes brevetés par ces divers constructeurs, l'observateur peut y constater des différences caractéristiques qui en constituent l'originalité et qui s'expliquent par les tendances différentes des esprits à la recherche de la solution du même problème.

François Coignet, ingénieur-manufacturier, comme il s'intitulait lui-même, fabricant de béton aggloméré, si l'on veut, ne cherchait pas autant à réduire les épaisseurs du béton, qu'à doter ce dernier des qualités d'extension dont il est dépourvu et par suite à augmenter le nombre de ses applications.

Monier est frappé surtout par les qualités de durée du mortier de ciment qui lui donnent à ce point de vue un avantage précieux sur le bois ; il fut donc conduit, pour faciliter le transport des menus ouvrages qu'il exécutait, à réduire les épaisseurs à la dernière limite et à renforcer ces parois minces par un grillage métallique.

M. Cottancin a suivi Monier dans le même ordre d'idées, mais dans une voie différente en rapport avec ses conceptions théoriques et de son intuition du frettage. MM. Ed. Coignet et F. Hennebique ont bien compris le rôle des armatures longitudinales et transversales, et recherché dès le début de leurs travaux les formules permettant d'établir leurs dimensions. M. Ed. Coignet, ingénieur avant tout, n'a pas hésité à développer ses méthodes de calcul rationnelles devant ses collègues de la Société des Ingénieurs Civils (1); ces méthodes furent virtuellement consacrées douze ans après par les règlements élaborés par la Commission ministérielle du ciment armé, règlements qui ont servi de base à la Circulaire ministérielle du 20 octobre 1906.

M. Hennebique n'a pas cherché à cristalliser mathématiquement sa pensée au point de vue théorique; l'expérience lui ayant montré que ses formules semi-empiriques étaient satisfaisantes, il n'a vu que des inconvénients à les modifier.

M. Bonna s'étant spécialisé dans la construction des tuyaux, ouvrages pour lesquels l'armature joue le principal rôle, était enclin à suivre la même voie pour les solides soumis à la flexion, d'où sa tendance à prévoir des armatures résistantes même sans le secours du béton.

6. Le ciment armé a l'étranger. — Des essais de travaux en ciment armé ont été exécutés à l'étranger, il y a également une trentaine d'années. Le premier inventeur ayant fait connaître le résultat de ses expériences paraît être Thaddeus Hyatt de New-York, qui prit aux États-Unis divers brevets de 1876 à 1887 sur les constructions incombustibles. Il publia à Londres, en 1877, une brochure aujourd'hui introuvable, qui portait en titre : « Aperçu de quelques expériences faites sur le béton de ciment Portland combiné avec le fer pour former un matériau de construction économique et résistant au feu, applicable aux planchers, toitures, chaussées, etc. » Dans cette brochure destinée aux pouvoirs publics, M. Hyatt mentionnait plusieurs types d'armatures proposés pour les planchers

(1) Du calcul des ouvrages en ciment avec ossature métalllique, *Bulletin* de mars 1894, Communication de M. Ed. Coignet et N. de Tédesco.

de façon à utiliser les propriétés du métal et sa résistance à l'extension. Malgré ces premiers essais, exécutés dès 1877, le ciment armé se développa très lentement en Angleterre et ce n'est que depuis peu qu'il a été pris en sérieuse considération.

Aux Etats-Unis les premières applications furent faites par M. le professeur Melan, et son représentant M. le Dr Fritz von Emperger, principalement en ce qui concerne la construction des ponts en arc; il y a lieu de citer également Golding, inventeur du métal déployé et de dispositions ingénieuses pour l'utilisation de cette armature spéciale obtenue mécaniquement.

7. Calcul du ciment armé. — L'étude théorique des propriétés du ciment armé a suivi naturellement de très près l'évolution des études expérimentales, car ce ne fut que lorsqu'on sut déterminer avec une précision suffisante les taux de travail de chacun des deux matériaux combinés, béton et métal, que l'on put aborder la construction des ouvrages d'art. Les nombreuses contributions scientifiques ont été développées en détails au fur et à mesure de leur éclosion dans le journal *Le Ciment*, depuis 1896 ; celles émanant d'ingénieurs français sont trop nombreuses pour qu'on puisse en citer même les principales. Il en est de même des contributions allemandes et autrichiennes ; on se bornera à mentionner les remarquables travaux de l'Association des Ingénieurs et Architectes autrichiens, ceux du professeur Ritter, en Suisse, et de l'ingénieur hollandais, L. A. Sanders. Ces divers travaux (ainsi que la communication susmentionnée de M. Ed. Coignet) ont servi de base aux recherches théoriques de la Commission ministérielle française du ciment armé.

Actuellement les règlements édictés par les divers gouvernements s'inspirent tous des mêmes principes et ne diffèrent entre eux que par les taux de travail permis et la valeur admise pour le rapport des coefficients d'élasticité du métal et du béton.

Est-ce à dire que la théorie actuelle du ciment armé soit le dernier mot de la science? Ce n'est guère certain. Mais, quoi qu'il en soit, les innombrables ouvrages de tous genres exécutés, calculés d'après ces méthodes officielles, ayant donné toute satisfaction, on ne saurait mettre en doute que la vérité n'ait été approchée d'une façon

suffisante au point de vue pratique. Par contre, il conviendra de ne pas oublier que les connaissances acquises sont imparfaites et qu'en raison de l'approximation des bases théoriques admises, il convient de se contenter d'approximations de même ordre dans les modes de calcul, permettant de simplifier les problèmes complexes.

---

# CHAPITRE II

## PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES DU BÉTON ARMÉ

8. Adhérence du béton au métal. — Les premiers détracteurs du ciment armé objectèrent tout d'abord que si l'adhérence du béton au métal était satisfaisante, aussitôt après la prise du béton, il n'en serait plus de même lorsque les poutres auraient été soumises à plusieurs essais de flexion ; d'après eux, au bout d'un certain temps le métal devait glisser dans sa gaîne de béton et, des fissures se produisant dans la partie tendue, le métal ne se trouverait plus protégé contre l'action des agents atmosphériques. Les nombreuses expériences faites dans ce sens ont montré que ces craintes n'étaient pas fondées et il suffit en effet d'assister à la démolition d'un ouvrage en ciment armé pour constater avec quelles difficultés on parvient à retirer le métal du béton qui l'entoure, lorsqu'on veut utiliser les barres à nouveau. D'autre part d'après les essais de M. Bauschinger, à Munich, certains auteurs auraient évalué à 40 et même à 50 kgr. par cmq., la force d'adhérence du ciment au fer ; conformément aux instructions de la Circulaire ministérielle du 20 octobre 1906, les constructeurs français ne devront pas dépasser comme taux de fatigue le dixième de la résistance du béton non armé à la compression, soit 4 kgr. 5 à 5 kg. 6 suivant les dosages.

En outre la plupart des constructeurs prennent des précautions spéciales pour augmenter cette adhérence, et prévoient notamment des étriers ou agrafes qui par leur travail à l'extension s'opposent au glissement des armatures. En Amérique on a même imaginé l'emploi d'aciers spéciaux ronds ou carrés qui, ayant subi une opération au moment du laminage, sont munis d'aspérités s'encastrant dans le béton. Ces barres spéciales, en dehors de leur meilleure adhérence,

présentent l'avantage de permettre l'économie résultant de la suppression des crochets, queues de carpes, ou d'autres dispositions de nature à augmenter l'adhérence. En France, ces barres n'ont pas rencontré jusqu'ici grande faveur, on peut cependant en prévoir la vogue dans un temps assez rapproché. — En effet si actuellement, avec la nature de l'acier universellement employé, l'adhérence des barres lisses est généralement suffisante, il n'en sera plus de même lorsqu'on voudra recourir à des aciers jouissant d'une limite d'élasticité plus avantageuse.

D'autre part le coefficient de dilatation a été trouvé égal à 0,000 014 349 pour le béton et 0,000 014 899 pour l'acier ; ces coefficients étant à peu près identiques, les variations de température produiront les mêmes effets sur l'une et sur l'autre matière ; aucune dislocation de ce fait n'est donc à craindre.

9. Résistance au feu. — De nombreuses expériences ont été faites sur tous les systèmes actuels pour démontrer l'inefficacité du feu sur les constructions en ciment armé. A mentionner les suivantes :

A Berlin en 1893 une récompense de 10000 marcks fut accordée au système Monier par le Syndicat des Compagnies d'assurances.

A Paris en 1896 un plancher système Hennebique chargé à 2000 kgr. par mètre carré fut soumis à l'action d'une température très élevée pendant plus de deux heures et le brusque refroidissement n'a occasionné que des désagrégations superficielles.

En avril 1903 une épreuve intéressante, en ce sens qu'elle n'était pas prévue, a été faite sur un plancher construit par M. Piketty, à la gare de Ménilmontant au Métropolitain. Lors de la catastrophe qui se produisit à cette époque, le plancher de la salle de distribution resta soumis pendant plusieurs heures à une chaleur excessive provenant du foyer d'incendie situé immédiatement au-dessous. La température fut telle que les rails placés plus loin encore du foyer de combustion étaient complètement tordus.

Enfin on citera un dernier exemple extrêmement intéressant, car il a été fait officiellement à Londres par une Institution spéciale, le « British Fire Prevention Committee » chargée du classement des matériaux au point de vue de leur résistance au feu. Cette épreuve a

été faite sur un plancher système Ed. Coignet. La chambre d'épreuve était construite en briques rouges hourdées au mortier de chaux et mesurait intérieurement $4^m,57 \times 6^m,78$. Le plancher qui dépassait les murs de chaque côté avait une surface de 62 mq. et se trouvait à 2m. 49 au-dessus du sol de la chambre. Le combustible était du gaz passant au travers de tuyères en briques réfractaires. L'épaisseur de béton recouvrant les barres inférieures des poutres était de 0m. 038 et celle du béton protégeant les barres du hourdis de 0m. 032. Quelques jours avant l'essai au feu le plancher fut chargé à raison de 1376 kgr. par mètre carré, cette charge étant laissée en place jusqu'après l'essai. L'épreuve faite le 2 mai 1906 consistait à soumettre l'ouvrage au feu pendant une durée de 4 heures à une température comprise entre 982°2 et 1204°4 degrés centigrades et immédiatement après pendant 5 minutes à un jet d'eau puissant sous pression. A la fin de cette épreuve le plafond était complètement incandescent et le jet de la lance eut pour effet de faire éclater le béton en quelques endroits et de mettre à nu les armatures qui apparurent toutes rouges. Ni les flammes, ni les gaz de la combustion, ni l'eau n'avaient traversé le plancher dont les poutres toujours chargées accusaient une flexion de 4 mm. 4 à 4 mm. 8 due à la dilatation.

Récemment des expériences officielles sur la résistance comparative des divers matériaux en usage dans les constructions ont été faites au laboratoire d'essais de matériaux de Saint-Louis (Etats-Unis). Elles ont montré, une fois pour toutes, que le béton de ciment Portland, à un dosage riche, et gâché avec beaucoup d'eau, constituait le matériau fireproof idéal, en raison de sa faible conductibilité calorifique. Bien que la température eût été portée à 1700° Fahrenheit, durant deux heures, des papiers appliqués sur les faces opposées au feu n'ont même pas été roussis. En outre les jets puissants lancés par des pompes à vapeur sur les faces incandescentes n'ont produit que des attaques superficielles, facilement réparables à l'aide d'un enduit.

10. Economie. — C'est surtout à l'économie présentée dès le début par les projets en ciment armé que l'on doit les premiers succès obtenus. Cette économie n'est pas notable pour les planchers des

maisons d'habitation, mais pour ceux à grandes portées et à fortes surcharges, elle peut atteindre 25 à 35 0/0 comparativement aux constructions métalliques.

Il faut éviter d'augmenter cette marge en abaissant le prix de revient au détriment de la bonne exécution du travail. Ainsi qu'il est dit dans la Circulaire ministérielle, le ciment armé vaut surtout par les soins apportés dans le choix des matériaux, leur préparation et leur mise en œuvre. On n'oubliera pas que le ciment armé s'impose actuellement partout par sa résistance au feu, par sa durée illimitée, par l'absence d'entretien, et par suite il sera préféré à tous les autres matériaux, même à prix égal ; il paraît donc sage de ne pas diminuer outre mesure les épaisseurs de béton nécessaires pour la protection parfaite des ouvrages contre le feu, et plus utiles qu'on ne le croît pour augmenter la résistance à l'extension même.

11. Durée. — On peut affirmer que la durée des ouvrages en béton armé est indéfinie, car le métal se trouve protégé d'une façon très efficace contre les agents de détérioration habituels. M. Thiervay, directeur des travaux de la ville de Grenoble, a soumis à des épreuves de résistance un tronçon de conduite existant depuis plus de trente ans et qui, calculé pour une pression de 15 mètres, ne s'est rompu qu'à une pression de 135 mètres. D'autre part on a retiré quelques échantillons de tuyaux dont les parois armées, de fers ronds de faible diamètre, avaient à peine 4 à 5 cm d'épaisseur ; ces tuyaux restés dans le sol à l'humidité pendant 40 ans ont été brisés et on a pu constater que le métal n'avait subi aucune altération.

12. Imperméabilité. — Enfin l'une des principales propriétés du ciment armé est de donner une imperméabilité à peu près complète aux ouvrages soumis à l'action de l'eau, après les premiers essais de remplissage, bien entendu. Les pores du mortier de ciment laissent en effet passer une petite quantité d'eau à travers les parois des tuyaux et le dépôt des sels de chaux contenus en dissolution, le colmatage, assure au bout d'un temps assez restreint une étanchéité complète. Ce fait s'observe toujours lors des essais des conduites

ou réservoirs : les premiers jours, la déperdition est très élevée et au bout de un à deux mois au plus, elle devient nulle dans une conduite de plusieurs kilomètres de long.

Mais si l'étanchéité peut être suffisamment obtenue pour les tuyaux, réservoirs, barrages, planchers, etc., par le ciment armé seul, ou revêtu d'un enduit, il n'en est pas de même pour les terrasses ou toitures peu inclinées, exposées à l'action du soleil. Par suite des différences brusques de température, des fissures imperceptibles se forment à la surface du plancher et sont suffisantes pour laisser infiltrer l'eau, ce qui ne présenterait pas d'inconvénient pour un réservoir ou un tuyau, mais ce qui peut suffire à causer de grands dégâts dans les dépôts de grains, farines, etc., et même dans les appartements.

Dans le cas d'une toiture inclinée, on obtiendra l'étanchéité, soit par l'emploi des tuiles, soit même par le simple goudronnage du ciment armé. Pour les toitures-terrasses il sera indispensable de recouvrir le ciment armé de papier goudronné (ciment volcanique), puis de $0^{m},06$ à $0^{m},08$ de sable, ou d'une couche d'asphalte pur de $0^{m},02$ à $0^{m},03$ d'épaisseur.

---

# DEUXIÈME PARTIE

## CALCUL DES PIÈCES EN CIMENT ARMÉ CONFORMÉMENT A LA CIRCULAIRE MINISTÉRIELLE *du 20 octobre 1906.*

---

## CHAPITRE III

### DÉTERMINATION DES MOMENTS DE FLEXION ET DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES DROITES

13. Classification des poutres droites. — Avant d'appliquer la Circulaire ministérielle du 20 octobre 1906 au calcul des pièces en ciment armé, on rappellera brièvement dans le présent chapitre les principales méthodes de détermination des moments fléchissants et des efforts tranchants produits dans les poutres droites par l'effet de charges quelconques.

Par rapport à leurs appuis les poutres droites peuvent :

1° Reposer librement sur leurs appuis ;

2° Etre encastrées à leurs deux extrémités ;

3° Etre encastrées à une extrémité et reposer librement sur l'autre ;

4° Etre en porte-à-faux ;

5° Etre continues.

On déterminera, pour une section quelconque, les moments de flexion et les efforts tranchants dans chacun des cas particuliers susmentionnés et ce, sous l'action :

*a*) D'une surcharge uniformément répartie sur toute la longueur de la poutre ;

*b*) D'une surcharge uniformément répartie sur une partie seulement de la longueur de la poutre ;

*c*) D'un poids P isolé, agissant en un point quelconque ;

*d*) De deux poids égaux P, agissant en deux points symétriquement placés par rapport au milieu de la poutre ;

*e*) De poids inégaux, $P_1$, $P_2$, $P_3$... agissant en des points quelconques.

14. Poutre reposant librement sur deux appuis de niveau.

a) *Surcharge uniformément répartie sur toute la longueur.*

Soit AB (fig. 1), la poutre sollicitée par des forces extérieures uniformément réparties et égales à :

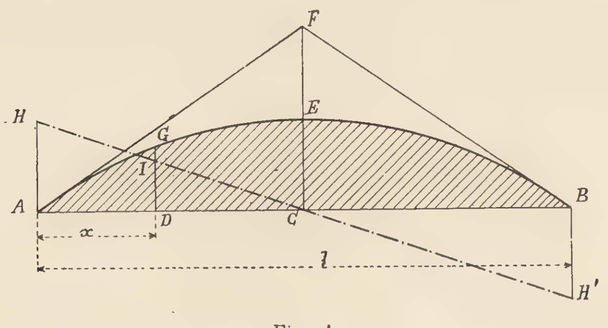



Fig. 1.

1° *p* kilogrammes par mètre courant relatif au poids propre.

2° *p'* — — à la surcharge.

Le moment de flexion en un point quelconque D, par exemple, est exprimé par :

$$M_D = \frac{(p + p')\, x\, (l - x)}{2}$$

Le moment de flexion maximum se produit au point C, milieu de AB : on a alors pour $x = \frac{l}{2}$ :

$$M_C = M\ \text{max.} = (p + p') \frac{l^2}{8}$$

La courbe représentative des moments fléchissants est facile à

tracer; il suffit de porter en C : $CE = (p + p')\frac{l^2}{8}$ et $CF = 2CE$ ; joignant alors AF et BF, on obtient les tangentes à la courbe en A et en B ; celle-ci a son sommet en E.

L'effort tranchant maximum se produit aux appuis et a pour valeur :

$$T = T_A = T_B = \frac{(p + p')\,l}{2}$$

La ligne représentative des efforts tranchants est une droite HH′ telle que $AH = BH' = \frac{(p + p')\,l}{2}$.

b) *Cas d'une surcharge uniformément répartie sur une partie de la longueur seulement.* — Soit AB (fig. 2) la poutre sollicitée par les forces extérieures :

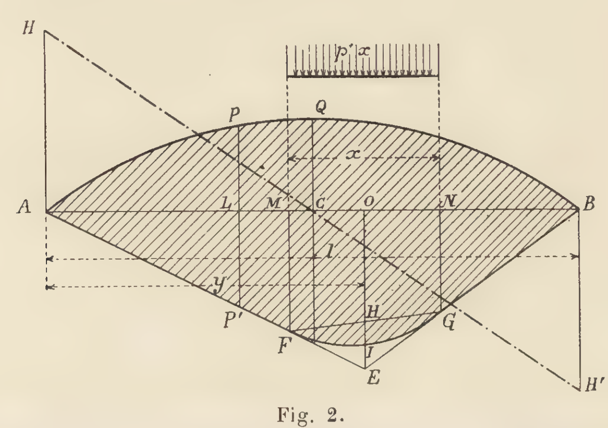



Fig. 2.

1° $pl$ due au poids propre et agissant uniformément sur toute la longueur ;

2° $p'x$ charge uniformément répartie agissant de M à N.

On tracera d'abord la courbe AQB, correspondant à la charge $pl$, comme il a été dit à l'exemple précédent ; les ordonnées de cette courbe représentent les moments de flexion dus au poids propre. Pour tracer ensuite la courbe AFGB des moments relatifs à la surcharge $p'x$, on portera en O, milieu de MN : $OE = \frac{p'x \times y(l - y)}{l}$ ; $y$ représentant la distance AO du centre de la surcharge à l'un des

appuis. On joindra AE et BE qui rencontrent les verticales des points M et N en F et G ; au point H, intersection de FG et de la verticale passant par O, on portera $HI = \frac{p'x^2}{8}$. La courbe des moments sera une portion de parabole dans la partie comprise entre F et G et une droite dans chacune des deux portions AF et BG. Pour avoir le moment de flexion en un point quelconque L, il suffira de faire la somme des ordonnées correspondantes à ce point et limitées aux deux contours AQB et AFIGB.

L'effort tranchant dû à $pl$ est représenté par HH′ qu'on détermine comme il a été dit à l'exemple précédent ; il est maximum en A et B, où il est égal à $T_1 = AH = BH' = \frac{pl}{2}$.

L'effort tranchant dû à $p'x$ est maximum également en A ou B et il est égal en ces points à :

en A : $$T_2 = p'x\left(\frac{l-y}{l}\right)$$

en B : $$T_2 = p'x \times \frac{y}{l}$$

L'effort tranchant total sur les appuis sera par suite :

en A : $$T_a = \frac{pl}{2} + p'x\left(\frac{l-y}{l}\right)$$

en B : $$T_b = \frac{pl}{2} + p'x\,\frac{y}{l}$$

Dans le cas particulier où $y = \frac{l}{2}$ (fig. 3), le point O correspond au milieu C de la poutre et l'on a :

$$\text{M max.} = CQ + CI = CQ + CH + HJ$$

or $$CD = \frac{pl^2}{8} + \frac{p'x}{4}(l-x) + \frac{p'x^2}{8}$$

L'effort tranchant est égal aux appuis à :

$$T = T_a = T_b = \frac{pl}{2} + \frac{p'x}{2}$$

c) *Poids isolé P placé en un point quelconque de la poutre.* —

D'après la figure 4 la poutre AB supporte la charge $p$ par mètre

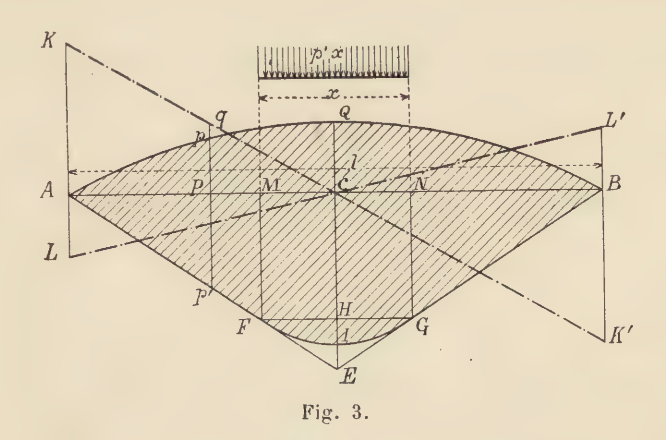



Fig. 3.

courant due à son poids propre et en outre le poids P agissant en C. On déterminera d'abord la parabole AD'B des moments produits

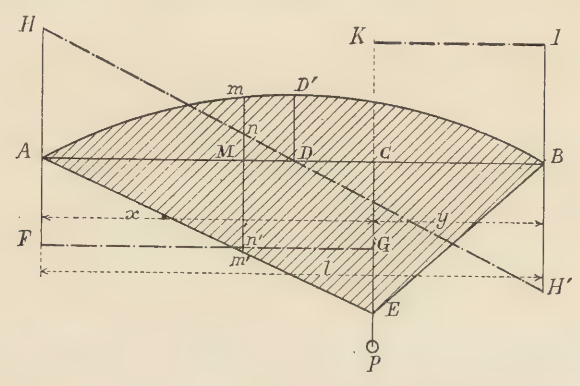



Fig. 4.

par la charge $p$ comme il a été dit à l'exemple (a). En portant $CE = P \times \frac{xy}{l}$, le polygone AEB donnera la ligne représentative des moments dus à la charge P.

L'effort tranchant est représenté sur la figure :

1° par la droite HH' pour la charge $pl$;

2° par le polygone FGKI pour la charge P, ces lignes étant telles que $AH = BH' = \frac{pl}{2} = T_{1a} = T_{1a}$.

$$AF = P \times \frac{y}{l} = T_{2a}; \qquad BI = P \times \frac{x}{l} = T_{2b}$$

d'où les valeurs suivantes pour l'effort tranchant total

en A : $$T_a = \frac{pl}{2} + P \times \frac{y}{l}$$

en B : $$T_b = \frac{pl}{2} + P \times \frac{x}{l}$$

Pour le cas particulier où $x = y = \frac{l}{2}$ on aurait en C :

$$T\ max. = \frac{pl^2}{8} + \frac{Pl}{4}$$

$$T_a = T_b = \frac{pl}{2} + \frac{P}{2}$$

d) *Poids égaux P placés symétriquement par rapport au milieu de la portée.* — La fig. 5 donne la poutre AB supportant en outre de son poids propre $p$ par mètre, les charges égales P agissant en E et F,

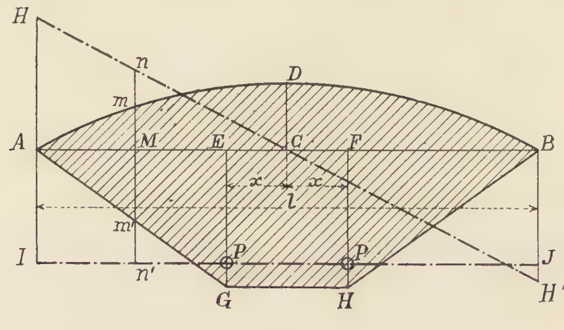



Fig. 5.

telles que $EC = CF = x$. La courbe ADB des moments dus à $p$ s'obtiendra toujours comme il a été dit précédemment. On portera sur les verticales de E et de F les valeurs :

$$EG = FH = \frac{P}{2}(l - 2x);$$

on joindra AGHB qui formera le polygone représentant les moments

de flexion dus aux charges P. L'effort tranchant dû aux charges P sera constant et égal à P ; on aura donc :

$$\text{M max.} = \text{M}_c = \frac{pl^2}{8} + \frac{\text{P}}{2}(l - 2x)$$

$$\text{T max.} = \text{T}_a = \text{T}_b = \frac{pl}{2} + \text{P}.$$

e) *Poids inégaux $P_1$, $P_2$, $P_3$, placés en des points quelconques* (fig. 6). — Les charges extérieures sont :

1° $p$ kilogrammes par mètre courant pour le poids propre ;

2° $P_1$, $P_2$, $P_3$ kilogrammes, charges quelconques agissant en C, D, E.

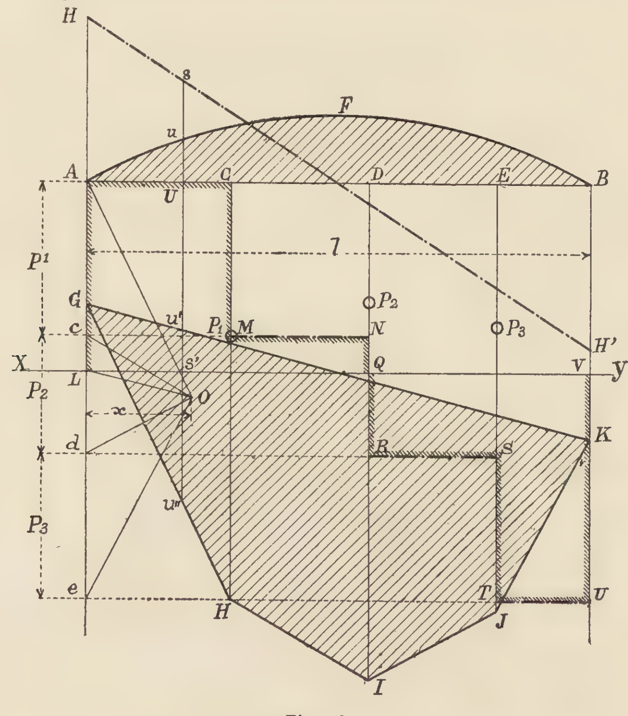



Fig. 6.

Les moments de flexion dus à la charge $p$ sont donnés par les ordonnées de la courbe AFB, obtenue comme à l'exemple a) et les efforts tranchants sont représentés par HH'. Pour obtenir le polygone funiculaire des forces $P_1$, $P_2$, $P_3$, ayant ses sommets sur les

lignes d'action de ces forces, on portera, sur la verticale de A, successivement des longueurs A*c*, *cd*, *de*, égales à $P_1$, $P_2$, $P_3$ ; à l'aide d'un pôle O situé à une distance $x$ de A*e*, on tracera les rayons OA, O*c*, O*d*, O*e* et en prenant un point quelconque G de la verticale du point A, on mènera GH parallèle à OA, HI parallèle à OC et ainsi de suite. La ligne de fermeture GK du polygone ainsi obtenu limitera la surface des moments, car elle représente la valeur des moments de flexion en chaque point de la portée ; les ordonnées de ce polygone se lisent à une échelle :

$$e = \frac{1}{y} \times \frac{1}{x} = \frac{1}{x\,y},$$

$\frac{1}{y}$ représente l'échelle des forces dont on s'est servi pour représenter $P_1$, $P_2$, et $P_3$ et $x$ la distance du pôle O à la verticale de A. Très souvent on fait $x$ égal à l'unité de longueur et alors l'échelle des moments est identique à l'échelle des forces.

La ligne représentative des efforts tranchants est une ligne brisée en escalier ACMNRSTU obtenue de la façon suivante : par le point O on mène OL parallèle à la ligne de fermeture GK et par le point L ainsi obtenu, l'horizontale XY qui représente l'axe par rapport auquel seront pris les efforts tranchants ; ceux-ci changent de signe suivant qu'ils se trouvent indiqués au-dessus ou au-dessous de XY. On tracera ensuite le polygone en tirant MN parallèle à AB et telle que CM = A*c* ; de même RS, telle que DR = A*d* et ainsi de suite.

15. Poutres encastrées a leurs deux extrémités. — *a) Charge uniformément répartie* (fig. 7). — On désignera toujours par $p$ le poids propre par mètre courant de poutre et par $p'$ la charge par mètre courant agissant uniformément sur toute la longueur. Le moment de flexion en un point quelconque de la poutre est égal à :

$$M_x = \frac{1}{2}(p + p')l^2\left[\frac{1}{6} - \frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2}\right]$$

$x$ étant la distance du point considéré à l'appui le plus rapproché. Le moment maximum a lieu à l'encastrement, où $x = 0$ ; il est négatif et égal à :

$$M_{max} = M_a = M_b = -\frac{(p + p')l^2}{12}$$

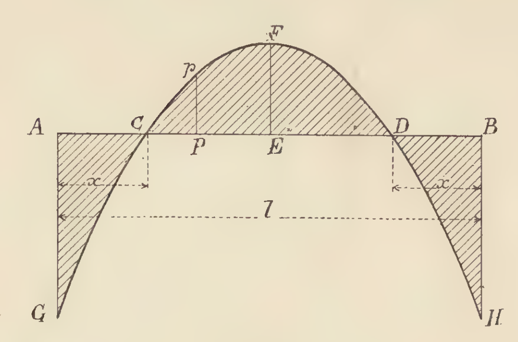



Fig. 7.

Au milieu E, où $x = \frac{l}{2}$, on a:

$$M_e = (p + p')\frac{l^2}{24}$$

De A à E et de E à B le moment de flexion change de signe. Pour construire la courbe, il suffit de porter $EF = (p + p')\frac{l^2}{24}$, $AG = BH = \frac{pl^2}{12}$ et de remarquer qu'on doit obtenir une parabole ayant son sommet en F et passant par G et H. Les points C et D où elle coupe l'axe AB sont situés à une distance des appuis telle que :

$$x = 0{,}211 l;\ \text{en ces points, } M_c = M_d = 0$$

La réaction est égale sur les appuis A et B à :

$$R_a = R_b = \frac{pl}{2}$$

b) *Charge uniformément répartie sur une partie de la longueur seulement* (fig. 8). Nous avons comme forces extérieures :

$p$ poids propre par mètre courant de poutre, $p'x$ poids total agissant uniformément sur la partie MN de la poutre AB. La courbe des moments concernant la charge $pl$ s'obtiendra comme précédemment en observant que $FF' = \frac{pl^2}{24}$ et $AD = BE = \frac{pl^2}{12}$. Quant à la courbe

ARKSB de la charge $p'x$, elle se trace de la même façon que s'il s'agissait d'une poutre reposant librement sur deux appuis. On portera donc $PP' = p'x \times \frac{ab}{l}$, on joindra P'A et P'B et on tracera les

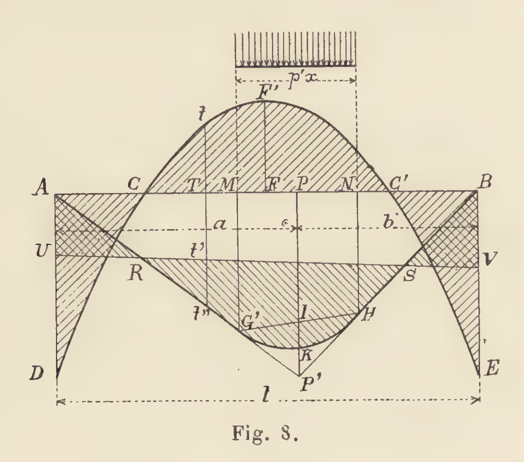



Fig. 8.

lignes MG', NH et G'H ; par le milieu I de G'H on portera $IK = \frac{p'x^2}{8}$. La courbe est une parabole dans la partie G'KH et elle se continue par les droites G'A et HB.

On portera ensuite :

$$AU = \frac{p'x}{l^2}\left[b^2\left(l - b - \frac{3}{2}x\right) + b\,(lx - x^2) + \frac{lx^2}{3} - \frac{x^{3'}}{4}\right]$$

$$\text{et } BV = \frac{p'x}{l^2}\left[a^2\left(l - a - \frac{3}{2}x\right) + a\,(lx - x^2) + \frac{lx^2}{3} - \frac{x^3}{4}\right]$$

qui sont les moments d'encastrement aux appuis. En joignant UV, on obtiendra la ligne de fermeture du polygone AG'KHB et les ordonnées de ce polygone qui représentent les moments dus à la charge $p'x$ devront être comptées par rapport à UV.

Les réactions sur les appuis sont données par :

en A : $$R_a = p'x\,\frac{(3\,a + b)b^2}{l^3} + \frac{pl}{2}$$

en B : $$R_b = p'x\,\frac{(3\,b + a)a^2}{l^3} + \frac{pl}{2}$$

Le moment de flexion maximum se trouve à l'un des appuis A ou B, suivant que $a > b$ ou $a < b$ ; si

$a > b$, on a : $M\ max. = M_a = -(AD + AU) = -\left(\frac{pl^2}{12} + AU\right)$

$a < b$ $\quad M\ max. = M_b = -(BE + BV) = -\left(\frac{pl^2}{12} + BV\right)$

$a = b$ $\quad M\ max. = M_a = M_b = -\left(\frac{pl^2}{12} + AU\right)$

Ainsi que précédemment les moments sont positifs, s'ils sont compris dans les parties centrales CF'C' et RKS et négatifs, s'ils sont compris dans les parties latérales ACD, BC'E, AUR, BVS.

c) *Poids isolé agissant en un point quelconque* (fig. 9). — On tracera toujours comme à l'exemple *a*), la courbe DEFE'G due au poids

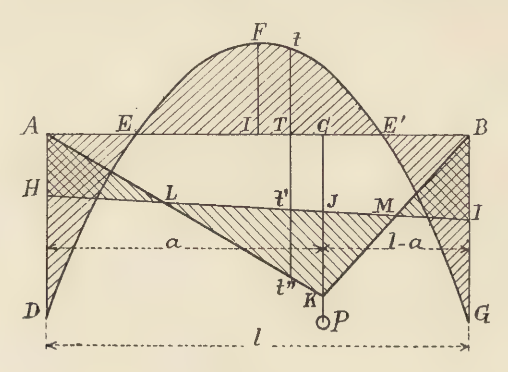



Fig. 9.

propre $pl$ total. On portera sur les verticales des points A et B des valeurs égales aux moments d'encastrement produits par le poids P et qui sont égaux à :

en A : $\quad M_{2a} = P \times \frac{a\,(l-a)^2}{l^2} = AH$

en B : $\quad M_{2b} = P \times \frac{(l-a)\,a^2}{l^2} = BI$

On obtient ainsi la ligne HI qui est coupée par la verticale du point C en J ; on portera $JK = M_{2c} = 2\,\frac{Pa^2(l-a)^2}{l^3}$ ; les droites KA et KB détermineront avec la droite HI les moments dûs à la charge P. Le moment total au droit des appuis sera :

en A : $M_a = AD + AH = -\left(\frac{pl^2}{12} + P\,\frac{a\,(l-a)^2}{l^2}\right)$

en B : $M_b = BG + BI = -\left(\frac{pl^2}{12} + P\,\frac{(l-a)\,a^2}{l^2}\right)$

Les réactions aux appuis seront :

en A : $R_a = P\,\frac{[3a + (l-a)]\,(l-a)^2}{l^3} + \frac{pl}{2}$

en B : $R_b = P\,\frac{[a + 3\,(l-a)]\,a^2}{l^3} + \frac{pl}{2}$

Dans le cas particulier où C se confondrait avec I, milieu de la portée, on aurait : $a = \frac{l}{2}$ et :

$$M_a = M_{1a} + M_{2a} = -\left(\frac{pl^2}{12} + \frac{Pl}{8}\right)$$

$$M_b = M_{1b} + M_{2b} = -\left(\frac{pl^2}{12} + \frac{Pl}{8}\right)$$

$$M_i = \frac{pl^2}{24} + \frac{Pl}{4}$$

Les réactions sur les appuis seraient :

$$R_a = R_b = \frac{pl}{2} + \frac{P}{2}$$

d) *Deux poids égaux P agissant en des points symétriques par rapport au milieu de la portée* (fig. 10). — La courbe CDH des moments de flexion produits par le poids propre $pl$ sera tracée comme précédemment. Aux points d'application E et F des poids P on portera :

$$EI = FJ = \frac{P}{2}\,(l-x).$$

On joindra AI, BJ et on portera sur les verticales de A et de B des longueurs égales aux moments d'encastrement sur les appuis

donnés par $M_{2a} = M_{1b} = -\frac{Pl}{4}\left[1 - \left(\frac{2x}{l}\right)^2\right].$

Le polygone AIJB et la ligne de fermeture KL détermineront la surface des moments relatifs aux forces P.

On aura en A et B :

$$M_a = M_b = AG + AK = -\left[\frac{pl^2}{12} + \frac{Pl}{4}\left[1 - \left(\frac{2x}{l}\right)^2\right]\right]$$

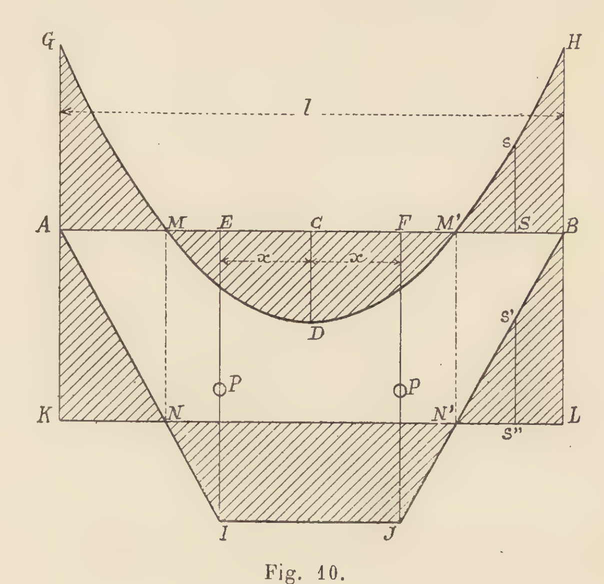



Fig. 10.

Les valeurs sont positives, si elles sont mesurées dans les parties centrales MDM′ et NIJN′ et négatives dans le cas contraire.

e) *Poids quelconques $P_1$, $P_2$, $P_3$, agissant en des points quelconques de la poutre* (fig. 11). — Soit EFDF′G la courbe des moments produits par le poids propre *pl* de la poutre. A l'aide d'un pôle Q et d'un polygone funiculaire tracé sur la verticale de A, on déterminera le polygone IJKLM ayant ses sommets sur les lignes d'action respectives des forces $P_1$, $P_2$, $P_3$, comme il a été dit pour les poutres reposant librement sur deux appuis ; mais la ligne IM ne représente plus ici la ligne de fermeture ; elle se construira de la façon suivante : les moments d'encastrement sont donnés par :

$$M_{2a} = -\left[P_1 \times \frac{d_1\,(l - d_1)^2}{l^2} + P_2 \times \frac{d_2\,(l - d_2)^2}{l^2} + P_3 \times \frac{d_3\,(l - d_3)^2}{l^2}\right]$$

$$M_{2b} = -\left[P_1 \times \frac{(l - d_1)\,d_1^2}{l^2} + P^2 \times \frac{(l - d_2)\,d_2^2}{l^2} + P_3 \times \frac{(l - d_3)\,d_3^2}{l^2}\right]$$

On portera donc : $IN = M_{2a}$ et $MN' = M_{2b}$

La droite NN′ est la ligne de fermeture qui détermine avec le polygone IJKLM, la surface des moments des charges $P_1$, $P_2$, $P_3$. Les

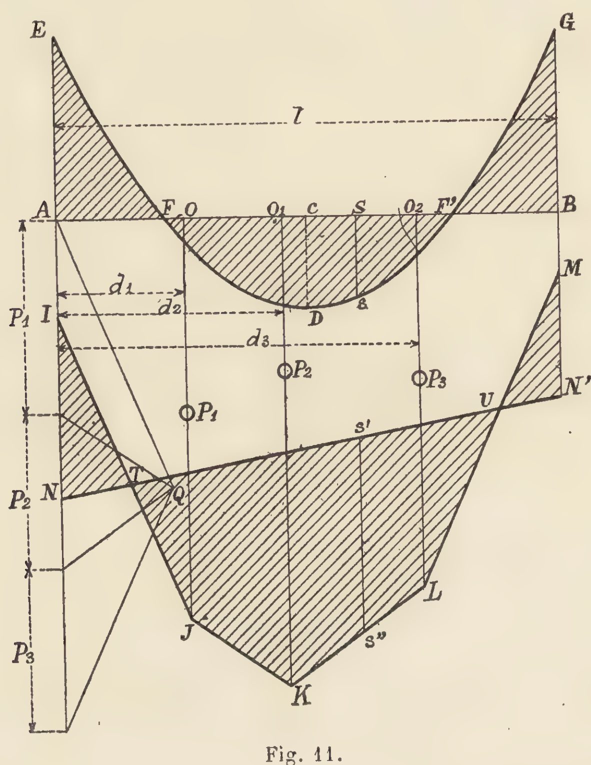



Fig. 11.

moments seront négatifs, s'ils sont compris dans les zones FDF′ et TJKLU′, et seront positifs dans les zones NIT, UMN′, AEF et BGF′.

*Remarque.* — Nous croyons bon de faire remarquer que pour qu'une poutre puisse être considérée comme encastrée, il n'est pas suffisant qu'elle pénètre d'une certaine quantité dans les murs en maçonnerie ou en béton ; il faut encore que tout mouvement de la poutre soit rendu impossible au moyen d'une armature spéciale et enfin la maçonnerie se trouvant au-dessus de l'encastrement doit être d'un poids suffisant pour résister aux moments qui ont été déterminés dans chaque cas.

16. Poutres en porte-a-faux. — a) *Charge uniformément répartie sur toute la longueur.* — Soit $p$ la charge par mètre courant due au poids propre et $p'$ la surcharge, toujours par mètre. Le moment de flexion en un point quelconque de la poutre est donné par $M = (p + p') \frac{x^2}{2}$ expression dans laquelle $x$ est la distance du point considéré à l'extrémité libre B de la poutre (fig. 12). Le moment fléchissant maximum se produit à la section A d'encastrement où $x = l$ et on a alors :

$$M_a = M\ max. = -(p + p') \frac{l^2}{2}$$

Au point E, milieu de AB, on a :

$$M_e = -(p + p') \frac{l^2}{8}$$

et enfin à l'extrémité B :

$$M_b = 0$$

La courbe représentative des moments est une parabole ayant son

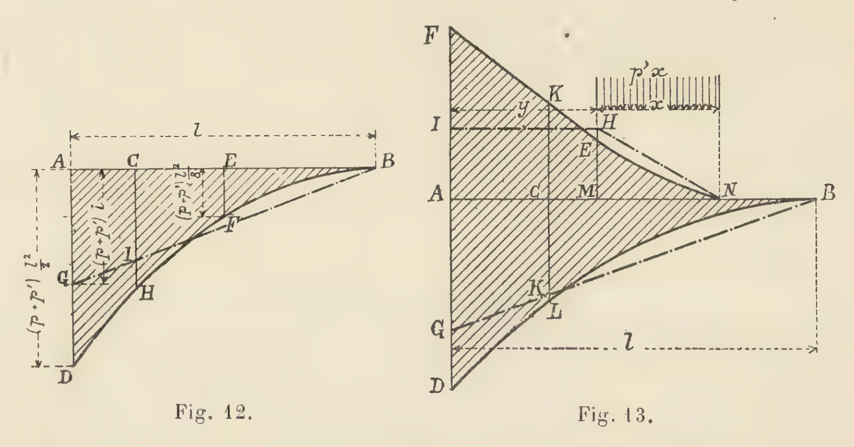



Fig. 12. Fig. 13.

sommet en B et passant par les points F et D tels que AD = $M_a$ et EF = $M_e$.

L'effort tranchant est maximum à l'encastrement A, où il est égal à $T_a = T\ max = AG = (p + p')\ l$. Il est représenté par la droite GB ainsi déterminée.

b) *Surcharge uniformément répartie sur une partie de la longueur* (fig. 13). — La poutre AB supporte une charge totale $pl$ due

à son poids propre et une surcharge supplémentaire $p'x$ agissant sur la partie MN. On tracera d'abord la parabole DK'B comme il a été dit en *a*). On portera ensuite sur la verticale de M :

$$ME = -\frac{p'x^2}{2} = M_{1_a}$$

et sur la verticale de A :

$$AF = -\left[p'x\left(y+\frac{x}{2}\right)\right] = M_{2_a}$$

La courbe est un arc de parabole passant par les points N et E et se prolongeant par la droite EF passant par le point F et tangente en E à la courbe EN.

L'effort tranchant est représenté par la droite GB pour la charge $pl$ telle que $AG = pl$ et par la ligne brisée IHN pour la charge $p'x$; cette ligne brisée est telle que $AI = MH = p'x$.

On aura donc en A :

$$M_a = M\,max. = -\left[\frac{pl^2}{2} + p'x\left(y + \frac{x}{2}\right)\right]$$

$$T_a = T\,max. = pl + p'x$$

et à l'extrémité libre B :

$$M_b = 0 \qquad \text{et} \qquad T_b = 0$$

c) *Charge concentrée P agissant en un point quelconque* (fig. 14). — Les charges extérieures agissant sur la poutre AB sont :

1° la charge $pl$ due au poids propre.

2° le poids P placé à une distance $x$ de l'encastrement A.

Fig. 14.

La courbe DI'B des moments dus à $pl$ se déterminera comme précédemment, ainsi que la droite GB représentant les efforts tranchants. La charge P produit en chaque section de la poutre des moments de flexion qui sont représentés par la droite EC, telle que $AE = Px = M\,max.$ Les efforts tranchants

de la même charge seront donnés par les ordonnées du polygone ACC'F tel que AF = CC' = P.

On aura à l'encastrement :

$$M_a = M\,\text{max.} = -\left(\frac{pl^2}{2} + Px\right)$$

$$T_a = T\,\text{max.} = pl + P$$

et à l'extrémité libre B :

$$M_b = 0 \qquad \text{et} \qquad T_b = 0$$

Dans le cas particulier où P agirait à l'extrémité B de la poutre, on aurait à l'encastrement :

$$M_a = M\,\text{max.} = -\frac{l}{2}\,(pl + 2P)$$

$$T_a = T\,\text{max.} = pl + P.$$

Enfin dans le cas où P agirait en C milieu de AB, on aurait $x = \frac{l}{2}$ et

$$M_a = M\,\text{max.} = -\frac{l}{2}\,(pl + P)$$

$$T_a = T\,\text{max.} = pl + P.$$

d) *Deux poids égaux P agissant en des points symétriques par rapport au milieu de la portée* (fig. 15). — On tracera comme précédemment la courbe DP'B des moments de flexion du poids propre

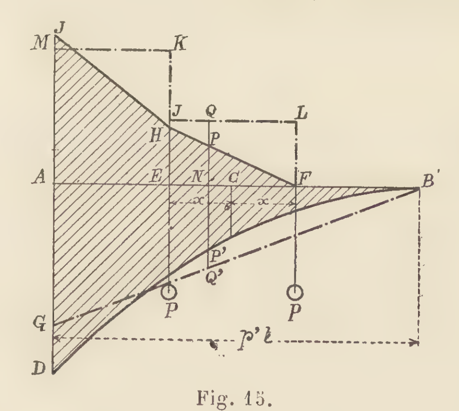



Fig. 15.

$pl$ et la droite GB des efforts tranchants. On portera ensuite sur la perpendiculaire élevée à AB au point E : DH = 2 P$x$ et sur la verticale de A :

$$AI = P\left(2x + \frac{l}{2} - x\right) + P\left(\frac{l}{2} - x\right) = Pl$$

Les points I et H appartiennent à la ligne représentative des moments qui est la ligne brisée IHF. Les efforts tranchants en chaque section produits par les mêmes forces P seront représentés par une ligne brisée en escalier MKJLF, telle que AM = EK = 2 P et EJ = FL = P. D'après ce qui précède les moments et les efforts tranchants seront maxima en A et on aura en cette section :

$$M_a = M\ max. = -\left[\frac{pl^2}{2} + Pl\right] = -l\left(\frac{pl}{2} + P\right)$$

$$T_a = T\ max. = pl + 2P$$

e) *Poids inégaux agissant en des points quelconques* (fig. 16). — Les forces extérieures agissant sur la poutre sont : le poids propre $pl$ et les charges isolées $P_1$, $P_2$, $P_3$, agissant en E, F, G, tels que $AE = x_1$ ; $AF = x_2$ et $AG = x_3$. Les lignes DS'B et KB, représentant res-

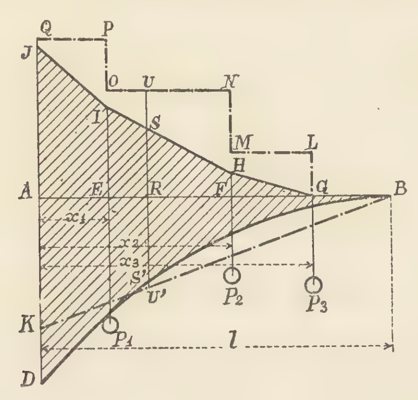



Fig. 16.

pectivement les moments de flexion et les efforts tranchants de la charge $pl$, se construisent comme dans les cas déjà vus. La ligne représentative des moments de flexion dus aux charges $P_1$, $P_2$, $P_3$ est une ligne brisée JIHG, telle que :

$$FH = P_3 \times FG = P_3(x_3 - x_2)$$

$$EI = P_3 \times EG + P_2 \times EF = P_3(x_3 - x_1) + P_2(x_2 - x_1)$$

$$AJ = P_3 x_3 + P_2 x_2 + P_1 x_1$$

La ligne des efforts tranchants produits par les mêmes charges est QPONMLG, telle que :

$$AQ = EP = P_1 + P_2 + P_3$$
$$EO = FN = P_2 + P_3$$
$$FM = GL = P_3$$

A l'encastrement A, on aura :

$$M_a = M \text{ max.} = -\left(\frac{pl^2}{2} + P_1 x_1 + P_2 x_2 + P_3 x_3\right)$$
$$T_a = T \text{ max.} = pl + P_1 + P_2 + P_3$$

A l'extrémité libre : $M_b = 0$ ; $T_b = 0$

17. — Poutres encastrées a une extrémité et reposant librement a l'autre extrémité. — a) *Charge uniformément répartie sur toute la longueur* (fig. 17). — Désignons toujours par $p$ le poids

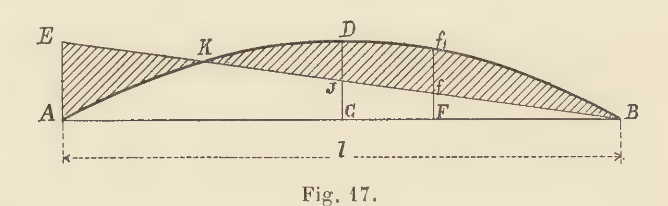



Fig. 17.

propre par mètre courant et par $p'$ la surcharge également par mètre. On aura :

1° à l'encastrement A : $M_a = M \text{ max.} = -(p+p')\frac{l^2}{8}$

2° à l'appui B : $M_b = 0$

3° au milieu C : $M_c = (p+p')\frac{l^2}{16}$

On tracera la courbe ADB comme s'il s'agissait d'une poutre reposant librement sur deux appuis ; c'est-à-dire telle que $CD = (p+p')\frac{l^2}{8}$ ; sur la verticale de A, on portera $AE = M_a = -(p+p')\frac{l^2}{8}$ et la droite EB sera la ligne de fermeture de la courbe des moments ; ceux-ci seront positifs, s'ils sont mesurés à droite du

point d'inflexion K et négatifs dans le cas contraire. Les réactions sur les appuis sont :

en A : $$R_a = \frac{5}{8}(p + p')\,l$$

en B : $$R_b = \frac{3}{8}(p + p')\,l$$

b) *Charge uniformément répartie sur une partie seulement de la poutre* (fig. 18). — Soit AB la poutre encastrée en A et libre en B, laquelle est soumise, en outre de son poids propre $pl$, à l'action d'une charge $p'x$ répartie sur la longueur MN; soit I le milieu de

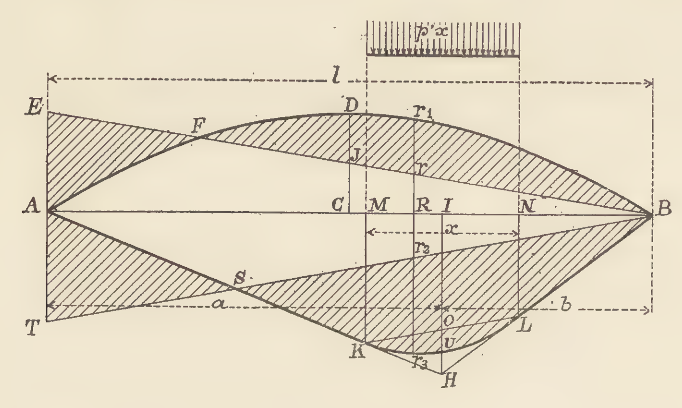



Fig. 18.

MN et désignons par $a$ la longueur AI et par $b$ la distance BI; on construira comme précédemment la courbe ADB et la ligne de fermeture EB relative à la charge uniforme $p$; on sait pour cela que $CD = AE = \frac{pl^2}{8}$ et $DJ = \frac{pl^2}{16}$. On porte $IH = p'x \times \frac{ab}{l}$, on joint AH et BH qui sont coupées par les verticales des points M et N en K et L; on joint ces deux points et par le milieu O de KL, on porte $OU = \frac{p'x^2}{8}$; l'arc de parabole passant par K, U, L et tangent à AH et BH donne la partie curviligne de la courbe des moments, les droites AK et BL en étant les parties rectilignes. Pour déterminer la ligne de fermeture, on portera sur la verticale de A, la longueur

$$AT = \frac{p' \, x \, a^2 \, (2 \, a + 3 \, b)}{2 \, l^2} - p' \, x \, a.$$

$$= p' \, x \, a \left[ \frac{a \, (2 \, a + 3 \, b)}{2 \, l^2} - 1 \right]$$

La droite TB sera la ligne de fermeture du polygone AKLB.

Si l'on considère maintenant le poids propre et la surcharge $p'x$, on aura :

A l'encastrement A :

$$M_a = \text{M max.} = - \left[ \frac{pl^2}{8} + p' \, x \, a \left[ \frac{a \, (2 \, a + 3 \, b)}{2 \, l^2} - 1 \right] \right]$$

A l'appui B : $M_b = 0.$

c) *Poids isolé P agissant en un point quelconque de la poutre* (fig. 19). — Le poids propre $pl$ de la poutre produit des moments de flexion donnés par le polygone ADB et par la ligne de fermeture EB,

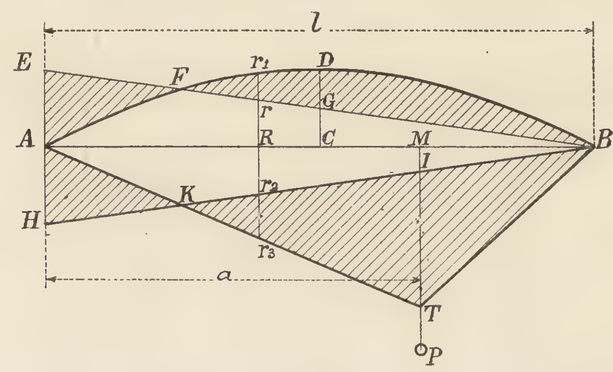



Fig. 19.

comme il a été dit dans les exemples précédents. On a en outre la surcharge P agissant en M distant de $a$ de l'encastrement.

Le moment produit en A sera donné par :

$$M_{2_a} = - \left[ Pa^2 \, \frac{2a + 3 \, (l - a)}{2 \, l^2} - Pa \right]$$

Cette valeur sera portée en AH et en joignant HB on obtiendra la ligne de fermeture du polygone des moments ; pour obtenir celui-ci on portera sur la verticale de M la longueur :

$$MT = Pa \times \frac{l - a}{l}$$

et en joignant TA et TB.

Tenant compte des charges *pl* et *P* on a donc

en A : $$M_a = M\ max. = -\left[\frac{pl^2}{8} + Pa\left[a\frac{2\,a + 3\,(l - a)}{2\,l^2} - 1\right]\right]$$

en B : $$M_b = 0$$

Les moments sont positifs s'ils sont mesurés à droite des points d'inflexion F et K et négatifs dans le cas contraire. Les réactions sur les appuis sont égales à :

en A : $$R_a = P\,\frac{[3\,a + 6\,a\,(l - a) + 2\,(l - a)^2]\,(l - a)}{2\,l^3} + \frac{5}{8}\,pl$$

en B : $$R_b = P\,\frac{a^2\,[2\,a + 3\,(l - a)]}{2\,l^3} + \frac{3}{8}\,pl$$

Dans le cas particulier où $a = \frac{l}{2}$ on aurait :

$$M_a = M\,max. = -\left(\frac{3}{16}\,Pl + \frac{pl^2}{8}\right) = -\,\frac{l}{16}\,(3\,P + 2\,pl)$$

$$R_a = \frac{11}{16}\,P + \frac{5}{8}\,pl$$

$$R_b = \frac{5}{16}\,P + \frac{3}{8}\,pl$$

d) *Poids isolés $P_1$, $P_2$, $P_3$, agissant en des points quelconques de la poutre* (fig. 20). — Le problème se résout de la même façon que le précédent, en envisageant séparément chacune des forces $P_1, P_2, P_3$, et en appliquant ensuite le principe de la superposition des forces.

Au moyen d'un pôle O situé à une distance $x$ de la verticale du point A et d'un polygone des forces, on détermine la ligne funiculaire HIJKL ayant ses sommets sur les lignes d'action des forces $P_1, P_2, P_3$. On détermine ensuite le moment d'encastrement produit en A par chacune des forces $P_1, P_2, P_3$. On a :

Pour $P_1$ : $$M_1 = -\left[Pa^2\,\frac{2a + 3\,(l - a)}{2l^2} - Pa\right]$$

ou $$M_1 = -\left[Pa\left[a \times \frac{2a + 3\,(l - a)}{2\,l^2} - 1\right]\right]$$

pour $P_1$ :

$$M_2 = -\left[Pb\left[b \times \frac{2b + 3\,(l - b)}{2\,l^2} - 1\right]\right]$$

pour $P_2$ :

$$M_3 = -\left[Pc\left[c \times \frac{2c + 3\,(l - c)}{2\,l^2} - 1\right]\right]$$

On obtient ainsi $M = M_1 + M_2 + M_3$. A partir de H, intersec-

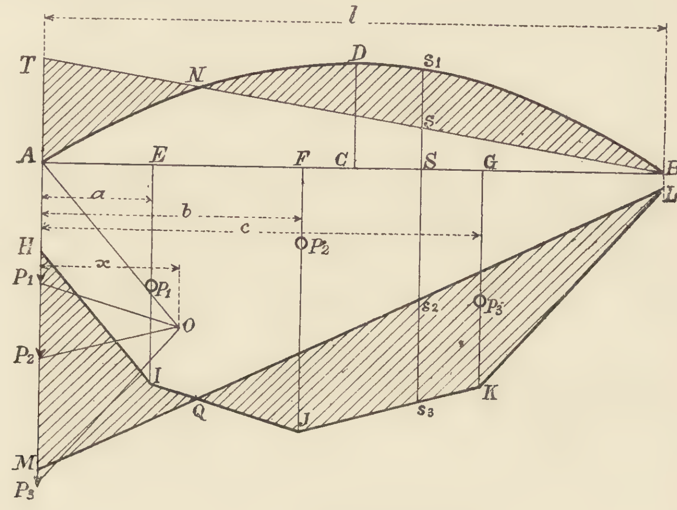



Fig. 20.

tion du polygone funiculaire et de la verticale de A, on porte $HM = M = M_1 + M_2 + M_3$ et on joint ML qui représente la ligne de fermeture du polygone HIJKL.

En tenant compte des charges $pl$, $P_1$, $P_2$, $P_3$, on a :

1° en A : $$M_a = HM + AT = -\left(M_1 + M_2 + M_3 + \frac{pl^2}{8}\right)$$

Les réactions sur les appuis sont :
en A :

$$R_a = \frac{P_1\,[3\,a^2 + 6\,a\,(l - a) + 2\,(l - a)^2]\,(l - a)}{2l^3}$$
$$+ \frac{P_2\,[3\,b^2 + 6\,b\,(l - b) + 2\,(l - b)^2]\,(l - b)}{2l^3}$$
$$+ \frac{P_3\,[3\,c^2 + 6\,c\,(l - c) + 2\,(l - c)^2]\,(l - c)}{2l^3} + \frac{5}{8}\,pl$$

et en B :

$$R_b = \frac{P_1 a^2 [2a + 3(l - a)] + P_2 b^2 [2b + 3(l - b)] + P_3 c^2 [2c + 3(l - c)]}{2\ l^3}$$

$$+ \frac{3}{8} pl$$

18. Poutres continues. — a) *Poutre reposant sur deux appuis et se prolongeant de part et d'autre en porte-à-faux* (fig. 21). — Soit AB la poutre continue reposant seulement sur 2 appuis C et D sup-

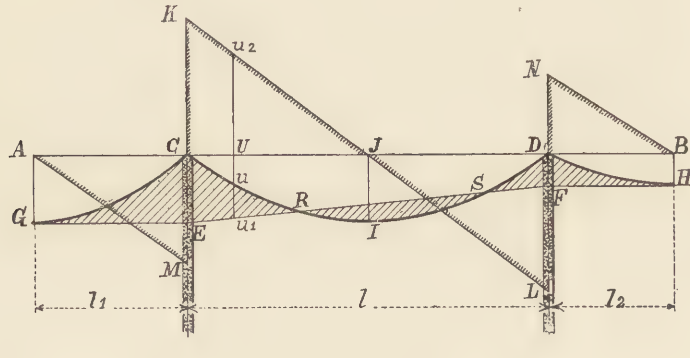



Fig. 21

portant la charge $p'$ par mètre courant en plus du poids propre $p$. On construit d'abord la courbe des moments relatifs aux deux porte-à-faux CA et DB, en portant :

$$CE = -\frac{(p + p')}{2} l_1^2$$

$$DF = -\frac{(p + p')}{2} l_2^2$$

On mène les horizontales EG et FH jusqu'aux intersections avec les verticales de A et B ; les deux courbes cherchées sont des arcs de parabole ayant leurs sommets en G et H et passant par C et D. Dans la partie centrale on détermine la parabole CID comme s'il s'agissait d'une poutre reposant en C et D, on a :

$$JI = (p + p') \frac{l^2}{8}$$

On joint EF, EG et FH qui forment les lignes de fermeture limitant la courbe des moments.

Les efforts tranchants s'obtiennent de la manière suivante : on trace AM, KL, NB, représentant pour chaque portion AC, CD, DB, de la poutre les efforts tranchants qui se produiraient si la poutre était interrompue en C et D. Il suffit pour cela de porter :

$$\mathrm{CM} = (p + p')l_1; \qquad \mathrm{CK} = \mathrm{DL} = \frac{(p + p')}{2}\, l\,; \qquad \mathrm{DN} = p + p')l_2$$

De A à C et de D à B, les lignes CM et DN représentent bien les efforts tranchants se produisant dans la poutre continue ; mais dans la partie centrale CD l'effort tranchant en un point quelconque se détermine par la relation :

$$\mathrm{T} = x \times \frac{\mathrm{CE} - \mathrm{DF}}{l}$$

$x$ étant l'ordonnée du point considéré comprise entre KL et CD, c'est-à-dire l'effort tranchant qui se produirait si la poutre était arrêtée en C et D. D'après ce qui vient d'être dit, on a :

en A et B : $\mathrm{M}_a = \mathrm{M}_b = 0\,; \qquad \mathrm{T}_a = \mathrm{T}_b = 0$

en C : $\mathrm{M}_c = \mathrm{CE} = -(p+p')\,\frac{l_1^2}{2}\,;$

$$\mathrm{T}_c = \mathrm{CK} \times \frac{\mathrm{CE} - \mathrm{DF}}{l}$$

où $\mathrm{T}_c = \frac{(p + p')^2}{4}\,(l_1^2 - l_2^2)$

en D : $\mathrm{M}_d = -\frac{(p + p')^2}{2}\, l_2^2$

$$\mathrm{T}_d = \frac{(p + p')^2}{4}\,(l_1^2 - l_2^2)$$

si $l_1 > l_2$ : $\mathrm{M}_c = \mathrm{M}$ max.

si $l_1 < l_2$ : $\mathrm{M}_d = \mathrm{M}$ max.

Les moments de flexion sont positifs, s'ils sont mesurés *au-dessous* de la ligne de fermeture GEFH et négatifs s'ils sont mesurés *au-dessus* de la même ligne.

*Remarque.* — Si en outre de la charge uniformément répartie $p$ due au poids propre de la poutre, celle-ci était soumise à des charges concentrées $\mathrm{P}_1$, $\mathrm{P}_2$, $\mathrm{P}_3$, agissant en des points quelconques, la méthode précédente serait encore applicable. On construirait d'abord

le polygone de la charge uniforme, comme nous venons de le faire et ensuite le polygone des charges isolées comme si la poutre était composée de 3 parties distinctes : la partie centrale reposant sur 2 appuis et les 2 parties latérales en porte-à-faux ; on déterminerait ensuite la ligne de fermeture comme il a été fait pour les cas d'une surcharge uniforme; il en serait de même pour les efforts tranchants.

*b) Poutre reposant sur 5 appuis de niveau équidistants et supportant une charge uniformément répartie* (fig. 22). — On appliquera ici le théorème des 3 moments qui donne la relation suivante entre

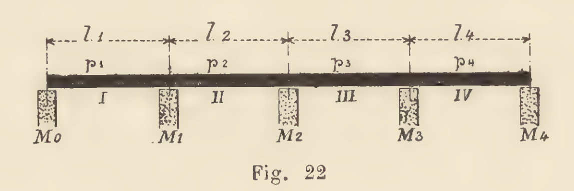



Fig. 22

les moments $M_1$, $M_2$ et $M_3$ au droit des 3 appuis distants de $l_1$ et $l_2$ d'axe en axe :

$$M_1 l_1 + 2\, M_2 (l_1 + l_2) + l_2 M_3 + \frac{1}{4} p_1 l_1^3 + \frac{1}{4} p_2 l_2^3 = 0$$

et si $l_1 = l_2 = l$ :

$$M_1 + 4M_2 + M_3 + \frac{p_1 + p_2}{4}\, l^2 = 0$$

Si l'on désigne par $P_1$, $P_2$ et $P_3$, les valeurs de $\frac{p_1 + p_2}{4} l^2$, $\frac{p_2 + p_3}{4} l^2$ et $\frac{p_3 + p_4}{4} l^2$, relatives aux travées correspondantes I et II, II et III et III et IV, on aura :

$$M_o = M_4 = 0$$

| | | | |
|---|---|---|---|
| Travées | I et II : | $4\, M_1 + M_2 + P_1 = 0$ | (1) |
| — | II et III : | $M_1 + 4M_2 + M_3 + P_2 = 0$ | (2) |
| — | III et IV : | $M_2 + 4M_3 + P_3 = 0$ | (3) |

Et appliquant la méthode de Bezout, on multipliera (1) par $\alpha_1$, (2) par $\alpha_2$ et (3) par l'unité, ajoutant (1), (2) et (3), ainsi modifiés, et ordonnant par rapport à $M_3$, $M_2$, $M_1$, on aura :

$$M_3 (4 + \alpha_1) + M_2 (1 + 4\alpha_1 + \alpha_2) + M_1 (\alpha_1 + 4\alpha_2) + \alpha_2 P_1 + \alpha_1 P_2 + P_3 = 0$$

On obtient la valeur de $M_1$, en annulant les coefficients de $M_3$ et de $M_2$, c'est-à-dire en posant :
$4 + \alpha_1 = 0$ ; d'où : $\alpha_1 = - 4$ ; et : $1 + 4\alpha_1 + \alpha_2 = 0$ ; d'où : $\alpha_2 = 15$ et l'on a :

$$M_1 = - \frac{15P_1 - 4P_2 + P_3}{56} \qquad (4)$$

$$M_2 = \frac{P_1 - 4P_2 + P_3}{14} \qquad (5)$$

$$M_3 = - \frac{P_1 - 4P_2 + 15P_3}{56} \qquad (6)$$

Si toutes les travées sont chargées, on a :

$$P_1 = P_2 = P_3 = P$$

Les équations précédentes deviennent :

$$M_1 = - \frac{3}{14} P$$

et pour $P = \frac{pl_2}{2}$:

$$M_1 = - \frac{3}{28} pl^2$$

On aurait de même, dans les mêmes conditions :

$$M_2 = - \frac{2}{28} pl^2$$

$$M_3 = - \frac{3}{28} pl^2$$

Si l'on a seulement 3 travées consécutives chargées, la dernière

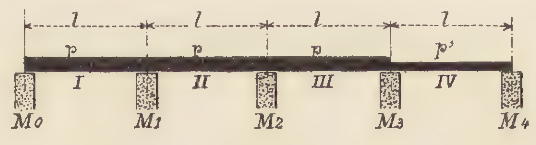


Fig. 23.

travée n'étant sollicitée que par son poids propre $p'$ par mètre courant (fig. 23), on aura :

$$P_1 = P_2 = \frac{pl^2}{2}$$

$$P_3 = \frac{(p + p')\, l^2}{4}$$

et les équations (4), (5) et (6) deviennent :

$$M_1 = -\frac{23p + p'}{224} l^2$$

$$M_2 = -\frac{5p - p'}{56} l^2$$

$$M_3 = -\frac{9p + 15p'}{224} l^2$$

Si les deux travées centrales sont chargées de $p$ kilogrammes par

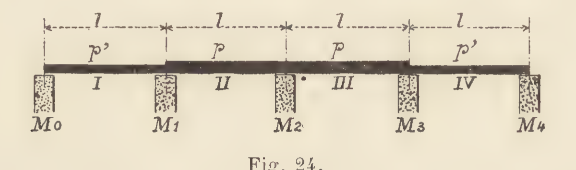



Fig. 24.

mètre courant, les deux travées extrêmes n'étant sollicitées que par leur poids propre $p'$ par mètre courant (fig. 24), on aura :

$$P_1 = P_3 = \frac{(p + p')\, l^2}{4}$$

$$P_2 = \frac{pl^2}{2}$$

et les équations (4), (5) et (6) deviennent :

$$M_1 = -\frac{p + 2p'}{28} l^2$$

$$M_2 = -\frac{3p - p'}{28} l^2$$

$$M_3 = -\frac{p + 2p'}{28} l^2$$

Enfin si deux travées consécutives sont chargées de $p$ kilogrammes,

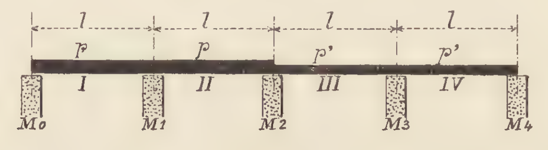



Fig. 25.

les deux autres n'étant sollicitées que par leur poids propre $p'$ par mètre courant (fig. 25), on aura :

$$P_1 = \frac{pl^2}{2}$$

$$P_2 = \frac{(p+p')\,l^2}{4}$$

$$P_3 = \frac{p'l^2}{2}$$

et les équations (4), (5) et (6) deviennent :

$$M_1 = -\frac{13\,p - p'}{112}\,l^2$$

$$M^2 = -\frac{p + p'}{28}\,l^2$$

$$M_3 = -\frac{13\,p' - p}{112}\,l^2$$

Connaissant ainsi les moments négatifs au droit de chacun des appuis, on déterminera de la façon suivante la courbe enveloppe des moments maxima, en appliquant les formules précédentes relatives au nombre de travées chargées.

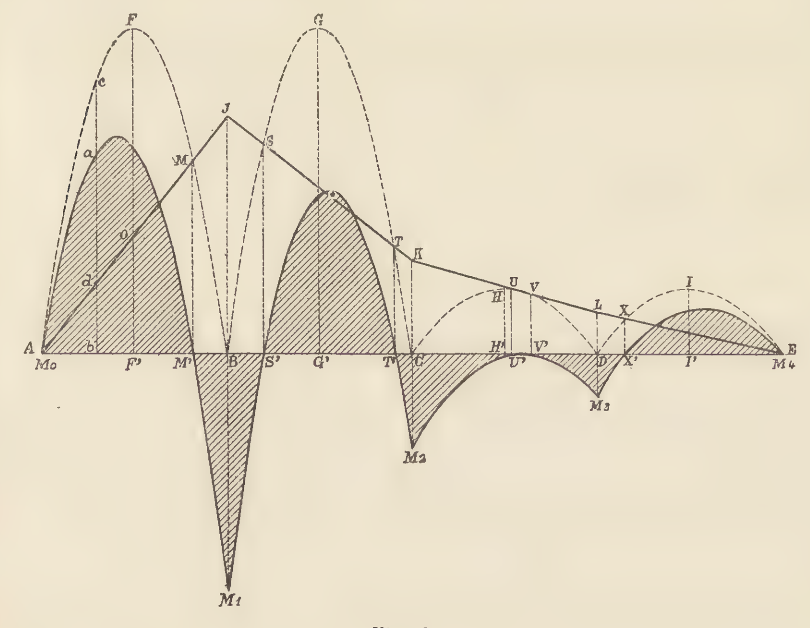



Fig. 26.

On portera (fig. 26) :

$$BJ = M_1 ; \qquad CK = M_2 ; \qquad DL = M_3.$$

On tracera ensuite les paraboles AFB, BGC,... comme si toutes les poutres AB, BC... reposaient librement sur leurs appuis ; on joindra AJ, JK, KL, LE et les points d'intersection M, S... projetés en N, T... donneront les points où les moments fléchissants de la poutre continue étant nuls, la courbe coupe la droite AE. On obtiendra un point quelconque $a$ de la courbe A$a$ M', par exemple, en portant $ab = cd$, c'est-à-dire en lui donnant comme ordonnée la différence entre les ordonnées correspondant à la même abcisse de la courbe AFB et de la droite AJ.

Les efforts tranchants sur appuis se détermineront par la formule générale :

$$T_k = \frac{1}{2} p_k l_k + \frac{M_{k+1} - M_k}{l_k}$$

c) *Poutre reposant sur 3 appuis de niveau, distants d'une longueur*

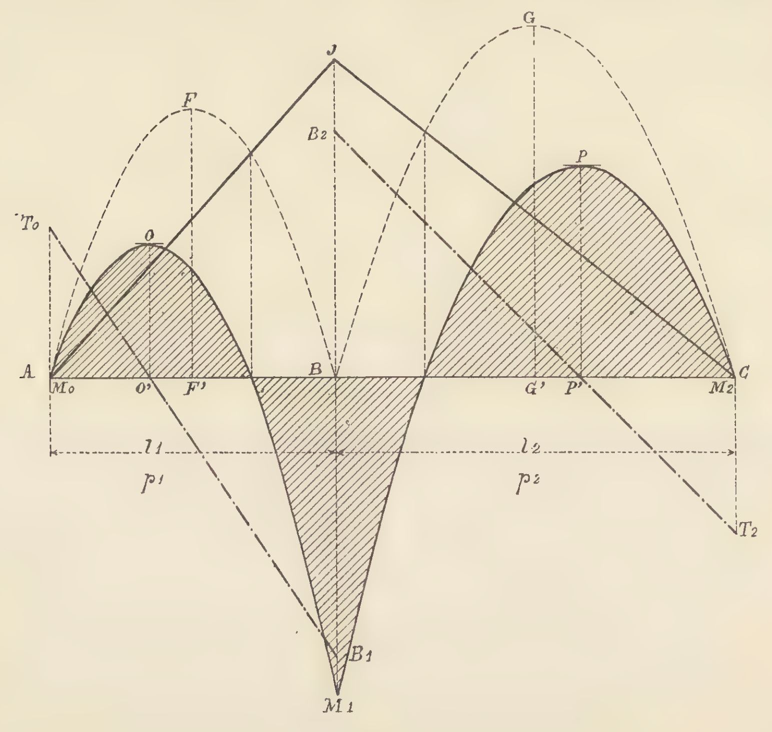



Fig. 27.

*quelconque et supportant des charges uniformément réparties inégales* (fig. 27).

Soient : $M_0 = M_2$ les moments au droit des appuis extrêmes, $M_1$, le moment sur l'appui intermédiaire ; soient $p_1$ et $p_2$ les charges par mètre courant agissant dans chaque travée ; on a :

$$M_1 = -\frac{p_1 l_1{}^3 + p_2 l^3}{8 (l_1 + l_2)}$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

De même si $T_0$, $T_1$, $T_2$, sont les efforts tranchants au droit des appuis, on aura :

Effort tranchant en A ou réaction sur cet appui :

$$T_0 = \frac{1}{2} p_1 l_1 - \frac{p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3}{8 l_1 (l_1 + l_2)}$$

Effort tranchant en B dans la travée AB :

$$B_1 = -\frac{1}{2} p_1 l_1 - \frac{p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3}{8 l_1 (l_1 + l_2)}$$

Effort tranchant en B dans la travée BC :

$$B_2 = +\frac{1}{2} p_2 l_2 + \frac{p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3}{8 l_2 (l_1 + l_2)}$$

Réaction sur l'appui B :

$$T_1 = +\frac{1}{2} (p_1 l_1 + p_2 l_2) - \frac{p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3}{8 l_1 l_2}$$

Effort tranchant en C ou réaction sur cet appui :

$$T_2 = -\frac{1}{2} p_2 l_2 + \frac{p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3}{8 l_2 (l_1 + l_2)}$$

# CHAPITRE IV

## INSTRUCTIONS MINISTÉRIELLES RELATIVES A L'EMPLOI DU CIMENT ARMÉ

A la date du 20 octobre 1906, M. le Ministre des travaux publics, des postes et des télégraphes a adressé aux Ingénieurs des Ponts et Chaussées des instructions relatives au calcul des pièces en ciment armé et à l'emploi et à la mise en œuvre de ce matériau. On donnera ici *in extenso* ce document qui devra servir de base pour l'élaboration des projets concernant les travaux publics et soumis au contrôle des Ingénieurs de l'Etat.

### 19. I. — DONNÉES A ADMETTRE DANS LA PRÉPARATION DES PROJETS

#### A. — SURCHARGES

Article premier. — Les ponts en béton armé seront établis de manière à pouvoir supporter les surcharges verticales et les actions du vent imposées aux ponts métalliques de mêmes destinations par le règlement du 29 août 1891.

Art. 2. — Les combles en béton armé seront, sauf exception justifiée, soumis, au point de vue des surcharges, au règlement du 17 février 1903, relatif aux halles métalliques des chemins de fer.

Art. 3. — Les planchers et autres parties des bâtiments, les murs de soutènement, les murs de réservoirs, les conduites sous pression et tous autres ouvrages intéressant la sécurité publique seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service.

#### B. — LIMITES DE TRAVAIL OU DE FATIGUE

Art. 4. — La limite de fatigue à la compression du béton armé à admettre dans les calculs de résistance des ouvrages ne devra pas dépasser

les vingt-huit centièmes (0,28) de la résistance à l'écrasement acquise par le béton non armé de même composition, après quatre-vingt-dix jours de prise.

La valeur de cette résistance mesurée sur des cubes de 20 centimètres de côté sera spécifiée au devis de chaque projet.

Art. 5. — Lorsque le béton sera fretté ou lorsque les armatures transversales ou obliques qu'il portera seront disposées de manière à s'opposer plus ou moins efficacement à son gonflement sous l'influence de la compression longitudinale qu'il supporte, la limite de fatigue à la compression prévue à l'article précédent pourra être majorée dans une mesure plus ou moins large suivant le volume et le degré d'efficacité des armatures transversales, sans que la nouvelle limite puisse, quel que soit le pourcentage du métal employé, dépasser les soixante centièmes (0,60) de la résistance à l'écrasement du béton non armé telle qu'elle est définie à l'article 4.

Art. 6. — La limite de fatigue au cisaillement, au glissement longitudinal du béton sur lui-même et à son adhérence sur le métal des armatures sera prévue égale à dix centièmes (0,10) de celle spécifiée à l'article 4 pour la limite de fatigue à la compression.

Art. 7. — La limite de fatigue tant à l'extension qu'à la compression qui ne pourra pas être dépassée pour le métal employé aux armatures est la moitié de sa limite apparente d'élasticité telle qu'elle sera définie au devis de chaque projet. Toutefois, pour les pièces supportant des chocs ou soumises à des efforts de sens alternés telles que les hourdis, cette limite sera réduite aux quarante centièmes (0,40) au lieu de moitié de la limite apparente d'élasticité.

Art. 8. — Pour les pièces soumises à des efforts très variables, les limites de travail ci-dessus définies seront abaissées d'autant plus que les variations seront plus grandes, sans que la diminution exigée puisse être de plus de 25 0/0.

Les limites de travail seront également abaissées pour les pièces soumises à des causes de fatigue ou d'affaiblissement dont les calculs de résistance n'ont pas tenu compte, notamment à des actions dynamiques, comme celles que supportent les pièces placées directement sous les rails des voies ferrées.

## 20. II. — CALCULS DE RÉSISTANCE

Art. 9. — Dans les calculs de résistance des ouvrages en béton armé, il sera tenu compte non seulement des plus grandes forces extérieures, y compris les actions du vent et de la neige, que ces ouvrages pourront avoir à supporter, mais aussi des effets thermiques et de ceux du retrait

du béton, toutes les fois qu'il ne s'agira pas d'ouvrages librement dilatables dans le sens théorique du mot ou de ceux que l'expérience permet de regarder approximativement comme tels.

Art. 10. — Les calculs de résistance seront faits selon des méthodes scientifiques appuyées sur les données expérimentales et non par des procédés empiriques. Ils seront déduits soit des principes de la résistance des matériaux, soit de principes offrant au moins les mêmes garanties d'exactitude.

Art. 11. — La résistance du béton à l'extension sera mise en compte dans le calcul des déformations. Mais, pour déterminer la fatigue locale dans une section quelconque, cette résistance sera regardée comme nulle dans la section.

Art. 12. — Pour les pièces comprimées, on s'assurera qu'elles ne sont pas exposées à flamber. Toutefois, on pourra s'en dispenser pour les pièces dont l'élancement (rapport de la hauteur à la plus faible dimension transversale) est inférieur à 20 et dont la fatigue à la compression ne dépasse pas la limite définie par l'article 4.

Art. 13. — Le devis devra indiquer les qualité et dosage des matières entrant dans la composition du béton ; quant à la proportion d'eau à employer pour le gâchage, elle devra être surveillée avec soin et strictement suffisante pour donner au béton la plasticité nécessaire pour le bon enrobage des armatures et le remplissage de tous les vides.

## 21. III. — EXÉCUTION DES TRAVAUX

Art. 14. — Les coffrages ainsi que l'arrimage des armatures présenteront une rigidité suffisante pour résister sans déformation sensible aux charges et aux chocs qu'ils seront exposés à subir pendant l'exécution du travail et jusqu'au décoffrage et aux décintrements inclusivement.

Art. 15. — Sauf dans le cas exceptionnel où le ciment serait coulé, il sera toujours à prise lente et damé avec le plus grand soin par couches dont l'épaisseur sera en rapport avec les dimensions des matériaux employés et les intervalles des armatures et ne dépassera pas $0^{m},25$ après damage, à moins qu'on n'emploie des cailloux.

Art. 16. — Les distances des armatures entre elles et aux parois des coffrages seront telles qu'elles permettent le parfait damage du béton et son serrage contre les armatures. Ces dernières distances, même quand on n'emploie que du mortier sans gravier, ni cailloux, devront toujours être d'au moins 15 à 20 millimètres, de façon à mettre les armatures à l'abri des intempéries.

Art. 17. — Lorsqu'on emploiera, pour les armatures, des fers profilés et non des barres rondes, on prendra des dispositions spéciales pour que

leur enrobage se fasse parfaitement sur tout leur périmètre et notamment dans les angles rentrants.

Art. 18. — Lorsque l'exécution d'une pièce aura été interrompue, ce qu'on évitera autant que possible, on nettoiera à vif et on mouillera l'ancien béton assez longtemps pour qu'il soit bien imbibé avant d'être mis en contact avec du béton frais.

Art. 19. — En temps de gelée, le travail sera interrompu si l'on ne dispose pas de moyens efficaces pour en prévenir les effets nuisibles.

A la reprise du travail on opérera la démolition de tout ce qui aura subi les atteintes de la gelée, puis on procédera comme il est dit à l'article précédent.

Art. 20. — Pendant quinze jours au moins après son exécution, l'on entretiendra dans le béton l'humidité nécessaire pour en assurer la prise dans de bonnes conditions.

Le décoffrage et le décintrement seront faits sans chocs, par des efforts purement statiques et seulement après que le béton aura acquis la résistance nécessaire pour supporter sans dommage les efforts auxquels il est soumis.

## 22. IV. — ÉPREUVE DES OUVRAGES

Art. 21. — Les ouvrages en béton armé, qui intéressent la sécurité publique, seront éprouvés avant d'être mis en service. Les conditions des épreuves ainsi que les délais de mise en service seront insérés au cahier des charges. Les flèches maximum que les ouvrages ne devront pas dépasser seront aussi, du moins autant qu'on le pourra, insérées au cahier des charges.

L'âge que le béton devra avoir au moment des épreuves sera de même fixé par le cahier des charges. Il sera d'au moins 90 jours pour les grands ouvrages ; de 45 jours pour les ouvrages de moyenne importance et de 30 jours pour les planchers.

Art. 22. — Les ingénieurs profiteront des épreuves pour faire non seulement toutes les mesures de déformation ou de vérification des conditions du cahier des charges, mais aussi autant que possible celles qui peuvent intéresser la science de l'ingénieur.

Pour les ouvrages de quelque importance on emploiera des appareils enregistreurs.

Art. 23. — Les ponts en béton armé seront éprouvés de la manière prescrite pour les ponts métalliques par le règlement du 29 août 1891.

S'il paraissait convenable d'apporter certaines dérogations aux prescriptions de ce règlement, elles devront être justifiées et insérées au cahier des charges.

Art. 24. — Les combles seront éprouvés de la manière prescrite par le règlement du 17 février 1903 sauf dérogations à justifier.

Art. 25. — Les planchers seront soumis à une épreuve consistant à appliquer les charges et surcharges prévues soit à la totalité du plancher, soit au moins à une travée entière.

Les surcharges devront rester en place pendant vingt-quatre heures au moins. Les flèches ne devront plus augmenter au bout de quinze heures.

*Le ministre des Travaux publics,*
*des Postes et des Télégraphes,*
LOUIS BARTHOU.

## 23. I. — DONNÉES A ADMETTRE DANS LA PRÉPARATION DES PROJETS

### A. SURCHARGES

Articles 1, 2, 3. — De ces trois articles, les deux premiers se justifient d'eux-mêmes.

Le troisième, qui prescrit que les ouvrages qu'il vise seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service, semble inutile, puisque tout ouvrage doit être établi et, par conséquent, calculé en vue de sa destination. C'est bien ce qui a lieu pour les ouvrages métalliques ou autres qui ont précédé le ciment armé. On les calcule en vue des charges effectives les plus grandes auxquelles on prévoit qu'ils pourront être soumis avec un coefficient de sécurité convenable, c'est-à-dire d'une façon telle que, sous l'effet de ces charges, les forces élastiques n'atteignent qu'une fraction déterminée de celles qui seraient capables de produire la rupture.

Pour les constructions en béton armé, certains spécialistes préconisent une autre marche. Elle consisterait non pas à chercher les forces élastiques déterminées par les surcharges effectives, mais à chercher dans quelle proportion il faudrait amplifier fictivement ces surcharges pour provoquer la rupture, et c'est le coefficient d'amplification qui serait, en ce cas, le coefficient de sécurité.

Cette procédure qui peut avoir son intérêt, semble pourtant ne pas devoir offrir de suffisantes garanties parce que jamais un ouvrage ne périt par amplification proportionnelle des charges qu'il a à supporter. La chute d'un ouvrage arrive soit par une cause accidentelle, soit par quelque mal interne dont le développement finit par être fatal.

Dans ces conditions, il semble convenable de calculer les ouvrages en béton armé comme les autres pour les charges effectives les plus défavorables qu'ils pourront avoir à supporter et avec des coefficients de sécu-

rité suffisants pour que ces charges ne puissent, à aucun degré, les mettre en danger.

Ces calculs sont obligatoires. Mais si les Ingénieurs trouvent utile d'y joindre les calculs établis dans l'hypothèse de majorations des charges réelles afin de se rendre compte des charges virtuelles qui provoqueraient la rupture, ils sont libres de le faire et d'exposer les conséquences qu'ils croiront pouvoir en tirer.

## 24. B. LIMITES DE TRAVAIL ET DE FATIGUE

Art. 4. — La limite de fatigue à la compression fixée aux $\frac{28}{100}$ de la résistance à l'écrasement du béton armé, après quatre-vingt-dix jours de prise, est notablement plus élevée que celle généralement admise par les règlements étrangers. Les chiffres résultant de ces derniers règlements conduiraient plutôt à admettre, comme limite de fatigue à la compression d'un béton armé, le quart de la résistance à l'écrasement du béton similaire non armé après vingt-huit jours de prise.

Or, si on compare les deux règles pour les trois sortes de bétons armés expérimentés par la Commission des ciments armés, on arrive aux résultats ci-après :

La Commission a expérimenté des bétons formés de 400 litres de sable, 800 litres de gravier, avec ciment de Portland, aux dosages variant de 250 à 600 kilogrammes.

Elle a reconnu qu'on peut compter sur les résistances suivantes en kilogrammes, par centimètre carré, respectivement pour les dosages de 300, 350 et 400 kilogrammes.

Au bout de 28 jours :

(*a*) 107 kilogr., 120 kilogr., 133 kilogr.,

Au bout de 90 jours :

(*b*) 160 kilogr., 180 kilogr., 200 kilogr.,

Si donc on admettait comme limites de fatigue le quart des résistances (*a*), on trouverait respectivement :

27 kilogr., 30 kilogr., 33 kilogr.

Si, au contraire, suivant l'article 4 de l'instruction, on adopte $\frac{28}{100}$ des résistances (*b*), on trouve :

44 kilogr. 8, 50 kilogr. 4, 56 kilogr.

chiffres notablement supérieurs aux précédents. On voit donc qu'à ce point de vue l'article 4 est beaucoup plus hardi que les règlements étrangers. Mais ces règlements sont plus ou moins anciens et il est vraisem-

blable que, s'ils viennent à être refaits, en tenant compte des constructions existantes et des qualités qu'y montre le béton armé, on en modifiera les prescriptions dans le sens où elles se trouvent modifiées par l'article 4 lui-même.

L'industrie privée qui, en France plus qu'ailleurs, se règle sur les préceptes administratifs, même pour les constructions privées, a à gagner à la hardiesse des prescriptions de l'article 4, qu'elle appliquera d'ailleurs sous sa responsabilité.

Les Ingénieurs de l'Etat ne sont pas tenus d'aller jusqu'à l'extrême limite de ce que permet le règlement. Ils peuvent se tenir au-dessous. Ils doivent d'ailleurs se rappeler que la sécurité d'un ouvrage en béton armé n'est assurée, quelles que soient les limites de fatigue adoptées dans les calculs que par la perfection des matériaux employés, leur dosage mathématique et le soin apporté dans leur emploi. Leur surveillance doit donc être plus stricte encore pour les ouvrages en béton armé que pour ceux qu'ils construisent habituellement.

Art. 5. — Il convient d'encourager l'emploi judicieux du métal, non seulement comme armature longitudinale, mais aussi dans le sens transversal ou oblique, de façon à empêcher le gonflement du béton sous l'influence des compressions longitudinales auxquelles il peut être soumis. Sa résistance à l'écrasement augmente ainsi dans des proportions considérables et qui atteignent, lorsque l'armature transversale va jusqu'à un frettage suffisamment serré, des proportions qu'on n'eût pas pu prévoir avant que l'expérience les ait fait connaître. Il est donc naturel d'augmenter aussi la limite de fatigue à admettre suivant le volume et la disposition des armatures transversales ou obliques. Il serait difficile de donner à cet égard une indication absolue. Quelques expériences de laboratoire ou de chantier faites comparativement sur des bétons sans armature transversale et les mêmes avec de telles armatures, en indiquant l'augmentation de résistance à l'écrasement obtenue par ces dernières, permettront de déterminer l'augmentation correspondante qu'on pourrait, sans danger, adopter pour la limite de fatigue. Toutefois, les expériences faites par la Commission du ciment permettent, faute de mieux, d'admettre que les armatures transversales et les frettages multiplient la résistance à l'écrasement d'un prisme de béton par un coefficient :

$$1 + m' \frac{V'}{V}.$$

V′ étant le volume des armatures transversales ou obliques et V le volume du béton pour une même longueur du prisme, $m'$ est un coefficient variable avec le degré d'efficacité des liaisons établies entre les barres longitudinales. Lorsque ces liaisons consistent en ligatures transversales

formant des rectangles en projection sur une section transversale du prisme, le coefficient $m'$ peut varier de 8 à 15, le minimum se rapportant au cas où l'espacement des armatures transversales atteint la plus faible dimension transversale de la pièce considérée, et le maximum lorsque ledit espacement descend au tiers au plus de cette dimension.

Lorsque les armatures transversales consistent en un frettage formé par des spires plus ou moins serrées, le coefficient $m'$ peut varier de 15 à 32. Le minimum serait à appliquer lorsque l'écartement des frettes atteindrait les $\frac{2}{5}$ de la plus petite dimension transversale de la pièce considérée, et le maximum lorsque cet écartement atteindrait :

$\frac{1}{5}$ de ladite dimension pour une compression longitudinale de 50 kilogrammes par centimètre carré ;

$\frac{1}{8}$ de ladite dimension pour une compression de 100 kilogrammes par centimètre carré.

Les indications qui précèdent sont soumises à la réserve essentielle, formulée à l'article 5, qu'en aucun cas, quel que soit le pourcentage du métal et quelle que soit la valeur du coefficient $1 + m'\frac{V'}{V}$, la limite de fatigue à admettre ne pourra dépasser les 0,60 de la résistance du béton non armé telle qu'elle est définie à l'article 4. Cette disposition a pour effet de se tenir, dans tous les cas, à une limite de fatigue qui ne dépasse pas la moitié de la pression qui commence à provoquer la fissuration superficielle du béton armé et qui, d'après les expériences de la Commission du ciment armé, dépasse suivant les cas, de 25 à 60 0/0, celle qui produit l'écrasement du béton non armé.

## 25. II. — CALCULS DE RÉSISTANCE

Art. 9. — Se justifie de lui-même.

Art. 10. — Cet article a pour objet d'écarter les procédés de calculs purement empiriques. Les principes de la résistance des matériaux fournissent ici, comme pour les constructions ordinaires, des solutions plus sûres. L'expérience, dans les limites où elle s'est révélée jusqu'ici, conduit à admettre que le principe de Navier relatif à la déformation plane des sections transversales peut encore être appliqué ici.

Combiné avec le principe de la proportionnalité des efforts aux déformations, il suffit dans le cas des pièces soumises à des compressions. Il suffit de remplacer chaque section hétérogène par une section fictive

ayant même masse que la section hétérogène réelle, en attribuant aux parties de la section formée par le béton une densité 1 et aux parties formées par les armatures longitudinales une certaine densité *m* (1).

Théoriquement, cette densité *m serait* le rapport :

$$(1) \qquad m = \frac{E_a}{E_b}$$

du module d'élasticité $E_a$, du métal de l'armature au module d'élasticité $E_b$ du béton. Ce rapport dans les limites de charges admises par l'article 4, est d'environ 10. Il s'accroît avec les charges du béton et peut doubler ou tripler au moment de la rupture si elle a lieu par écrasement du béton ; il diminuera, au contraire, si la rupture avait lieu par excès de charge de l'armature.

Ce fait suffirait à montrer combien incertains seraient les calculs de résistance basés sur la majoration fictive, jusqu'à rupture, des charges réelles, dont il a été parlé plus haut (art. 3).

En tout cas, les expériences sur le module $E_b$ portent sur du béton non armé. Dans quelle mesure le rapport *m*, qu'on en déduit, reste-t-il applicable au béton armé ? Cela peut dépendre du degré de facilité que l'on a pour le damer dans toutes ses parties, pour l'enrober autour du métal, etc.

Il est donc préférable de regarder le coefficient *m* comme résultant de l'expérience et pouvant, dans une pièce à armatures complexes (longitudinales et transversales), ne pas représenter exactement le rapport des modules d'élasticité du métal et du béton expérimentés séparément.

On pourra admettre que ce coefficient peut varier de 8 à 15. Le minimum s'appliquera lorsque les barres longitudinales auront un diamètre égal au dixième $\left(\frac{1}{10}\right)$ de la plus petite dimension de la pièce, des ligatures ou entretoises transversales espacées de cette dernière dimension et des abouts peu éloignés des surfaces libres du béton. Le maximum s'appliquera lorsque le diamètre des barres longitudinales ne sera que le vingtième $\left(\frac{1}{20}\right)$ de la plus petite dimension de la pièce ; et l'espacement des ligatures ou armatures transversales, le tiers de cette même dimension.

La plupart des auteurs admettent pour *m* une valeur fixe et qui sou-

(1) Les armatures transversales n'ont pas à intervenir ici. Leur rôle essentiel se trouve déjà pris en considération par la majoration (art. 5) qu'elles permettent d'attribuer à la limite de fatigue du béton. C'est, en effet, dans l'augmentation de la résistance à l'écrasement, due à ce qu'elles s'opposent au gonflement transversal, que réside leur principale efficacité.

vent est prise égale à 15. On attribue sans doute ainsi, dans beaucoup de cas, au métal, une part de résistance supérieure et au béton une part inférieure à celles qui se produisent réellement. Il s'ensuit qu'on peut avoir des déboires en ce que la compression du béton est, en fait, supérieure à celle qu'on a admise et que le coefficient de sécurité, en ce qui le concerne, est inférieur à celui qu'on voulait admettre.

En faisant varier $m$ entre un maximum de 15 et un minimum de 8, suivant les dispositions des armatures, tant longitudinales que transversales, on serre de plus près la réalité et on compense ainsi en partie le coefficient de fatigue un peu élevé autorisé par l'article 4.

Une fois le coefficient $m$ choisi, les formules à appliquer peuvent aisément se mettre sous la forme classique qui convient à un solide homogène.

26. a) *Compression simple.* — On considère la section homogène fictive $\Omega$ donnée par la relation :

$$\Omega = \Omega_b + m\,\Omega_a.$$

$\Omega_b$ étant l'aire de la section en béton, et $\Omega_a$ l'aire totale des sections faites dans les armatures métalliques longitudinales. Comme cette dernière est faible par rapport à la première, on confond souvent $\Omega_b$ avec la section totale $\Omega_b + \Omega_a$ de la pièce.

Si N est la compression totale qui agit normalement à la section, on aura pour la pression, par unité de surface $R_b$ que supporte le béton et celle $R_a$ que supportent les armatures :

$$(3) \qquad R_b = \frac{N}{\Omega}, \qquad\qquad R_a = m\,\frac{N}{\Omega}$$

Si $R_b$ est donné, on en conclut $\Omega$ et, par suite, à l'aide de (2) d'après la forme réelle de la pièce, la section totale $\Omega_b$ des armatures ou le pourcentage :

$$\frac{\Omega_a}{\Omega_b}$$

b) *Compression avec flexion.* Si la compression totale N n'est pas uniformément répartie, il convient de faire intervenir, outre l'aire $\Omega$ de la section fictive, son centre de gravité et son moment d'inertie relatif à l'axe transversal à la flexion passant par son centre de gravité, par les formules suivantes :

$$(4) \qquad \Omega\,Y = \Omega_b\,Y_b + m\,\Omega_a\,Y_a\,;$$

$$(5) \qquad I = I_b + m\,I_a$$

La figure 28 représente un schéma de la section considérée supposée symétrique par rapport à un axe Y'Y. Le centre de gravité cherché de la section fictive $\Omega$ est G; celui des armatures métalliques connu est $G_a$, celui du béton également connu est $G_b$. On déduit les positions de ces points par leurs ordonnées respectives :

$$Y = GK, \qquad Y_b = G_bK, \qquad Y_a = G_aK$$

comptées à partir d'un axe $x'x$ choisi à volonté, ces ordonnées étant, s'il y a lieu, comptées positivement d'un côté convenu de $x'x$ et négativement du côté opposé.

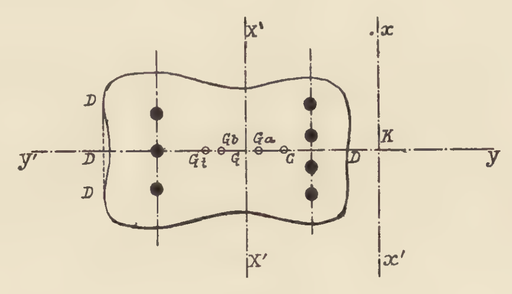



Fig. 28.

La formule (2) donne $\Omega$; puis la formule (4) donne l'ordonnée Y du centre de gravité G de $\Omega$. Enfin, l'axe XGX' étant ainsi connu, on connaît les moments d'inertie $I_b$ et $I_a$ des sections géométriques du béton et des armatures longitudinales par rapport à cet axe et, par suite, la formule (5) donne le moment d'inertie de la section fictive par rapport à ce même axe.

Nous avons dit plus haut qu'on confond souvent la section $\Omega_b$ du béton avec la section totale $\Omega_t = \Omega_b + \Omega_a$ de la pièce. Si on ne veut pas le faire, les formules (2), (4), (5) peuvent s'écrire d'une façon plus commode dans la pratique en y introduisant, au lieu de la section $\Omega_b$ du béton, la section totale :

$$\Omega_t = \Omega_b + \Omega_a,$$

et, par suite, au lieu du centre de gravité $G_b$ du béton, celui de $G_t$ de cette section totale et, enfin, au lieu du moment d'inertie $I_b$ de la section du béton relativement à l'axe X'X, le moment d'inertie $I_t$ de la section totale, relativement à un axe parallèle à X'X passant par le centre de gravité $G_t$.

Les formules deviennent alors :

(2') $$\Omega = \Omega_t + (m - 1)\,\Omega_a;$$

(3') $$\Omega\,Y = \Omega_t\,Y_t + (m - 1)\,\Omega_a\,Y_a;$$

(4') $$I = I_t + \Omega_t\,(Y - Y_t)^2 + (m - 1)\,I_a.$$

A présent si N est la pression totale et M le moment de flexion, c'est-à-dire la somme des moments des forces extérieures agissant sur la section considérée relativement au centre de gravité G de la section fictive, on aura pour la pression par unité de surface $n_b$ agissant sur le béton à une distance quelconque $v$ de l'axe X'X :

(5) $$n_b = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v.$$

et si au point considéré se trouvait une armature, la pression qu'elle supporterait serait :

(6) $$n_a = m n_b.$$

Dans ces formules, la distance $v$ est comptée positivement du côté où le moment de flexion produit une compression et négativement du côté opposé. Si le moment de flexion autour de l'axe X'X est compté positivement de gauche à droite pour un observateur placé suivant X'X, la tête en X', les pieds en X, alors les distances $v$ doivent être comptées positivement pour les points de la section situés à droite de X'X et négativement pour ceux de gauche.

Si on appelle $v_b$ la distance à X'X de la fibre extrême de droite et $v_{1b}$ la *valeur absolue* de la même distance pour la fibre extrême de gauche, la plus grande compression du béton $R_b$ par unité de surface sera :

(7) $$R_b = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v_b$$

Sa compression la plus faible $R_{1b}$ sera :

($7_1$) $$R_{1b} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v_{1b}$$

En remplaçant l'indice $b$ par $a$ pour les armatures, les valeurs extrêmes de la compression pour les armatures seront :

(8) $$R_a = m \left[ \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v_a \right];$$

($8_1$) $$R_{1a} = m \left[ \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v_{1a} \right].$$

Ces formules supposent essentiellement qu'il y a compression partout, c'est-à-dire que la valeur $R_{1b}$ et, par suite celle $R_{1a}$ sont positives. Si $R_{1b}$ était négatif, on n'aurait plus le droit de les appliquer parce que les lois de la traction du béton diffèrent essentiellement de celles qui régissent sa compression. Il faudrait alors procéder comme il sera indiqué plus loin.

Si on connaît la pression totale N, non seulement en grandeur mais en position, c'est-à-dire si on connaît la position de son point d'application (centre de pression) définie par sa coordonnée $v_0$ par rapport à l'axe X'X, on en déduirait, par définition :

(9) $$M = Nv_0$$

et si on posait :

(10) $$I = \Omega r^2,$$

$r$ étant ainsi le rayon de giration de la section fictive Ω relativement à l'axe X'X, on aurait :

(11) $$n_b = \frac{N}{\Omega}\left(1 + \frac{v_0 v}{r^2}\right).$$

L'axe neutre serait obtenu en annulant la valeur de $n_b$, c'est-à-dire par la formule :

(12) $$1 + \frac{v_0 v'}{r^2} = 0,$$

en appelant $v'$ la valeur de $v$ qui définit la position de cet axe.

La formule $(7_1)$ devient avec ces nouvelles notations :

(13) $$R_{1b} = \frac{N}{\Omega}\left(1 - \frac{v_0 v_{1b}}{r_2}\right).$$

La comparaison de ces deux dernières formules indique, comme cela doit être, qu'il n'y a compression partout que si l'axe neutre tombe hors de la section, soit :

$$-v > v_{1b}.$$

Ce qui précède suppose que l'on connaît pour chaque section les valeurs de N et de M. Ce sera le cas pour une colonne portant une charge centrée (c'est-à-dire appliquée au centre de gravité G de la section fictive, d'où M = o), ou excentrée ($M = Nv_0$), Ce sera encore le cas d'un barrage où la courbe des pressions donne précisément N et $v_0$ pour chaque section.

Lorsque la statique ne fournit pas directement ces valeurs, comme dans un arc de pont, on procédera comme il va être indiqué dans le cas de beaucoup le plus général où les pièces travaillent à la fois à la compression et à l'extension, celui qui justifie vraiment l'emploi des armatures, et ceci nous amène tout naturellement à ce cas général visé par les articles 11 et 12 de l'instruction.

Art. 11. — Cet article dit que, dans les calculs de déformation, on mettra en compte la résistance à l'extension du béton.

On peut avoir à calculer la déformation en elle-même, notamment pour

prévoir la flèche que prendra un ouvrage. Mais, en tous cas, on aura à faire usage des formules de déformation pour connaître, dans chaque section, la compression N de la *fibre moyenne* (lieu des centres de gravité G des sections fictives Ω), le moment de flexion M et l'effort tranchant T, lorsque la statique ne les fournit pas.

Par définition N et T sont les composantes normale et tangentielle des forces extérieures, y compris la réaction de l'appui qui agissent d'un côté convenu de la section et M est la somme des moments de ces mêmes forces extérieures par rapport au point G.

Si l'une des extrémités de la pièce à étudier est libre (colonnes) ou si la statique fournit la réaction d'un appui (poutres à deux appuis sans encastrement), les forces N et T et le couple M sont connus, *en toute rigueur ;* on pourra se passer de toute formule de déformations et par conséquent, de toute hypothèse pour les déterminer. L'article 11 n'intervient pas pour cet objet.

Mais dans le cas des poutres encastrées ou des poutres à plusieurs travées ou d'arcs travaillant à l'extension, ce qui est le cas général des arcs en béton armé, on devra appliquer l'article 11, et par conséquent, l'interpréter.

L'Administration acceptera l'interprétation faite selon l'usage courant jusqu'ici, bien qu'il soit peu correct, et qui consiste à attribuer au béton travaillant à l'extension, le même coefficient d'élasticité que quand il travaille à la compression.

Une fois cette hypothèse admise, les formules établies plus haut, sous la restriction essentielle qu'il n'y a travail qu'à la compression, deviennent générales.

Or, on voit aisément que ces formules, grâce à l'intervention des éléments de la section fictive Ω, ramènent le problème de la résistance d'une pièce en béton armé, c'est-à-dire d'une pièce hétérogène, à celui de la résistance d'une pièce homogène fictive. Dès lors, tous les résultats généraux et classiques obtenus dans ce dernier cas s'étendent au premier, et, par conséquent, pour avoir les valeurs de N, M, T dans le cas d'un arc, celles de M, T dans le cas d'une poutre chargée transversalement où $N = o$, ainsi que les réactions des appuis, il suffira, dans chaque cas, d'adopter les valeurs bien connues qui se rapportent aux pièces homogènes.

Ainsi, si on a une poutre en béton armé de portée $l$ encastrée à ses deux extrémités et portant une charge uniforme de $p$ kilogrammes par mètre courant, on admettra que, comme pour une poutre homogène, le plus grand moment de flexion se produira à l'encastrement et aura pour valeur :

$$\frac{pl^2}{12}$$

et que le moment de flexion au milieu, de signe contraire au précédent, sera en valeur absolue :

$$\frac{pl^2}{24}$$

Si l'encastrement est partiel, on adoptera, au lieu de la valeur ci-dessus, une valeur intermédiaire entre elle et celle $\frac{pl^2}{8}$, qui se rapporte à la poutre à appuis simples, par exemple $\frac{pl^2}{10}$.

De même, si on a une poutre à plusieurs travées qui seront généralement égales, il suffira de prendre, dans les traités ou manuels de résistance des matériaux, les valeurs toutes calculées des moments de flexion, efforts tranchants et réactions des appuis se rapportant à des pièces homogènes ou, si on se trouve dans des cas spéciaux, de calculer ces valeurs comme s'il s'agissait de pièces homogènes.

De même enfin, s'il s'agit d'un arc, on se servira des tables de Bresse relatives aux arcs homogènes pour avoir la poussée s'il s'agit d'un arc à deux rotules, de celles que M. l'Ingénieur Pigeaud a récemment publiées dans les *Annales des Ponts et Chaussées* s'il s'agit d'un arc encastré, et on choisira une valeur intermédiaire entre celles fournies par ces deux tables, si on juge qu'on a un encastrement partiel.

Dans les cas spéciaux, on calculera directement la poussée selon la formule classique se rapportant aux pièces homogènes.

Une fois la poussée connue, comme les réactions verticales se déduisent de la statique pure, on aura toutes les données nécessaires pour déterminer M, N et T graphiquement ou par le calcul pour chacune des sections qu'on voudra étudier.

27. *Interprétation plus correcte.* — On peut mettre en compte la résistance à l'extension du béton d'une façon plus satisfaisante, en admettant comme résultant de diverses expériences, le principe ci-après : le coefficient d'élasticité du béton armé à l'extension ne conserve une valeur sensiblement constante que jusqu'à la limite de la résistance à l'extension du béton similaire non armé ; à partir de là, il devient en quelque sorte plastique, c'est-à-dire qu'il s'allonge par suite de sa connexion avec l'armature, mais sans que sa tension limite se modifie. Il n'y a pas de difficulté théorique à constituer une résistance des matériaux complète édifiée sur cette hypothèse jointe à celle de Navier relative à la déformation plane des sections transversales. Mais les calculs deviennent beaucoup plus complexes.

Il sera naturellement loisible aux Ingénieurs d'utiliser cette manière de faire s'ils la jugent plus satisfaisante,

De quelque manière que l'on ait déterminé les valeurs du moment de flexion M, de l'effort tranchant T et de la compression de la fibre moyenne N (laquelle est nulle dans les pièces droites chargées transversalement), on devra ensuite en tirer, au moins dans les sections les plus fatiguées, la fatigue locale. Dans cette recherche, l'article 11 prescrit de faire abstraction de toute résistance à l'extension du béton. Cette prescription n'a rien de contradictoire avec celle qui prescrit d'en tenir compte dans les calculs de déformation. En fait, le béton se fendille plus ou moins du côté de l'armature tendue, mais sans qu'il résulte de ces fissures microscopiques ou peu profondes, une modification très notable dans la déformation générale des ouvrages, même si, en un point, une fissure plus marquée se produisait. Mais, en ce point, la fatigue locale s'en trouverait naturellement très accrue. Il convient donc, dans le calcul des fatigues locales, de se placer dans cette hypothèse défavorable, tandis qu'il serait excessif de s'y placer dans la recherche des déformations générales et, par suite, de celle des valeurs M, T, F, qui s'y rattachent.

28. *Application à un hourdis et à une pièce d'une section rectangulaire* — On va appliquer la méthode indiquée plus haut à un hourdis (fig. 29), assimilé à un simple T, dont la hauteur est $h$, la largeur d'aile $b$, la lar-

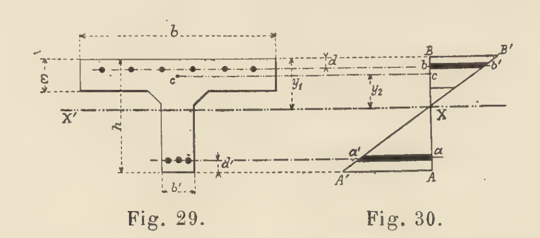



Fig. 29. Fig. 30.

geur de la nervure $b'$, l'épaisseur d'aile $\varepsilon$ et dont l'armature du côté de la compression a une section totale $\omega$, sa distance moyenne au parement comprimé étant $d$ et du côté de l'extension, la section $\omega'$, à une distance moyenne $d'$ du parement tendu. Si la première n'existait pas, on ferait $\omega = 0$.

Soit $y_1$ la distance inconnue de l'axe neutre X'X au parement comprimé B. Sur la figure 30, la section du hourdis est projetée suivant la droite AB. Les ordonnées de la droite XB' représentent les compressions du béton et, au facteur $m$ près, l'ordonnée $bb'$ représente la compression de l'armature comprimée et $aa'$ représente la tension de l'armature tendue. Soit K le coefficient angulaire de la droite B' X A' ou la tangente trigonométrique de l'angle B'XB.

29.a. *Flexion simple.* — S'il s'agit de la flexion simple $N = 0$, en écrivant que les forces élastiques se réduisent au couple de flexion M, c'est-à-dire que leur somme est nulle et que la somme de leurs moments relativement à n'importe quel point, par exemple au point B est égale à M, on obtient pour déterminer la distance $XB = y_1$ de l'axe neutre à la face comprimée, l'équation du second degré :

$$(16)\quad 0 = \frac{b'y_1^2}{2} + (b - b')\varepsilon\left(y_1 - \frac{\varepsilon}{2}\right) + m\omega\,(y_1 - d) - m\omega'\,(h - d' - y_1)$$

puis, pour déterminer le coefficient angulaire K :

$$(17)\quad \frac{M}{K} = \frac{b'y_1^3}{6} + (b - b')\varepsilon^2\left(\frac{y_1}{2} - \frac{\varepsilon}{3}\right) + m\omega\,(y_1 - d)\,d - m\omega'\,(h - d' - y_1)\,(h - d'),$$

où le second membre est connu, ainsi que M.

Ces formules supposent implicitement que l'axe neutre tombe dans la nervure. S'il tombe dans le hourdis, il suffit dans les formules précédentes de faire $b' = b$, ce qui donne :

$$(18)\quad 0 = \frac{by_1^2}{2} + m\omega\,(y_1 - d) - m\omega'\,(h - d' - y_1)\,;$$

$$(19)\quad \frac{M}{K} = \frac{by_1^3}{6} + m\omega\,(y_1 - d)\,d - m\omega'\,(h - d' - y_1)\,(h - d').$$

Pour savoir où tombera la fibre neutre et, par conséquent, si c'est la formule (16) ou celle (18) qui déterminera la position de la fibre neutre, il suffit, dans le second membre de (16) de remplacer $y_1$ par $\varepsilon$, ce qui donne :

$$\frac{b\varepsilon^2}{2} + m\omega(\varepsilon - d - m\omega')\,(h - d' - \varepsilon).$$

Si la valeur numérique de cette expression est positive, l'axe neutre tombe dans le hourdis et se détermine par la formule (18). C'est l'inverse si cette valeur numérique est négative.

Les formules (18) et (19) s'appliquent aussi à une section rectangulaire de base $b$ et de hauteur $h$.

Quand on a déterminé les deux inconnues $y_1$ et K, on aura pour la compression maximum $R_b$ du béton :

$$(20)\quad R_b = Ky_1\,;$$

pour la compression $R_a$ et l'extension $R'_a$ des armatures :

$$(21)\quad \begin{cases} R_a = mK\,(y_1 - d)\,; \\ R'_a = mK\,(h - d' - y_1) \end{cases}$$

30. b. *Flexion composée.* — On connaît dans ce cas la compression N et la position du centre de pression C, point d'application de la résultante des forces extérieures. Désignons par $c$ la distance de ce point à la face comprimée, cette distance étant comptée positivement si C tombe dans la section, négativement dans le cas contraire. Il paraît plus commode ici, pour la raison qui sera donnée dans un instant, de déterminer la position de la fibre neutre par sa distance $XC = y_2$ (*fig.* 30) au centre de pression C que par sa distance $y_1$ au parement comprimé. On écrira que la résultante des forces élastiques coïncide avec N. Donc, la somme des moments des forces élastiques par rapport au point C est nulle, ce qui donne une équation du troisième degré servant à déterminer $y_2$, c'est-à-dire la position de l'axe neutre X'XC. Cette équation, dans le cas où cet axe tombe dans la nervure, est la suivante :

$$(22)\quad \frac{b'y_2^3}{6} - b\left[\frac{c^2}{2}y_2 + \frac{c^3}{3}\right] + (b-b')\left[\frac{(-c+\varepsilon)^2}{2}y_2 - \frac{(-c+\varepsilon)^3}{3}\right]$$
$$+ m\omega(y_2+c-d)(-c+d) - m\omega'(h-d'-c-y_2)(h-d'-c) = 0.$$

On voit que cette équation est de la forme :

$$(23)\qquad y_2^3 + py_2 + q = 0.$$

les coefficients numériquement connus $p$ et $q$ ayant les expressions suivantes :

$$(24)\quad \begin{cases} p = -\dfrac{3b}{b'}c^2 + 3\left(\dfrac{b}{b'}-1\right)(c-\varepsilon)^2 - \dfrac{6m\omega}{b'}(c-d) + \dfrac{6m\omega'}{b'}(h-d'-c); \\ q = -\dfrac{2b}{b'}c^3 + 2\left(\dfrac{b}{b'}-1\right)(c-\varepsilon)^3 - \dfrac{6m\omega}{b'}(c-d)^2 - \dfrac{6m\omega'}{b'}(h-d'-c)^2. \end{cases}$$

Le terme en $y_2^2$ manque, ce qui facilite la résolution de l'équation et justifie l'emploi fait de l'inconnue $y_2$.

Quand $y_2$ a été trouvée, on obtient l'inconnue auxiliaire K immédiatement par l'équation :

$$(25)\quad \frac{N}{K} = \frac{b'y_2^2}{2} + bc\left(y_2 + \frac{c}{2}\right) + (b-b')\left[(-c+\varepsilon)\,y_2 - \frac{(-c+\varepsilon)^2}{2}\right]$$
$$+ m\omega(y_2+c-d) - m\omega'(h-d'-c-y_2),$$

où le second membre est connu, ainsi que N.

Ces formules supposent que l'axe neutre tombe dans la nervure. S'il tombe dans le hourdis, comme aussi dans le cas d'une section rectangulaire de base $b$ et de hauteur $h$, il suffit d'y faire $b' = b$, ce qui donne :

(26) $$p = -3c^2 - \frac{6m\omega}{b}(c-d) + \frac{6m\omega'}{b}(h-d'-c)\ ;$$

(27) $$q = -2c^3 - \frac{6m\omega}{b}(c-d)^2 - \frac{6m\omega'}{b}(h-d'-c)^2.$$

Enfin, dans le cas d'un hourdis, pour savoir si l'axe neutre tombe dans la nervure ou dans le hourdis, il suffira de vérifier si le premier membre de l'équation (23) a, ou non, des signes contraires, aux deux extrémités de la nervure.

Quand les inconnues $y_2$ et K sont déterminées, on tirera de la première :

(28) $$y_1 = y_2 + c$$

pour la distance de l'axe neutre au parement comprimé, et alors la compression $R_b$ du béton, la compression $R_a$ et la tension $R'_a$ des armatures par unité de surface, se déterminent par les formules (20) et (21).

31. *Remarques au sujet des calculs du hourdis.* — Quand on a un plancher formé d'un hourdis avec nervures (fig. 31), on détache une nervure aux deux parties adjacentes, de manière à ne considérer que la partie $\alpha\alpha'\beta\beta'$ de largeur $\alpha\beta = b$, sans tenir compte du secours que cette portion du plancher peut recevoir de son adhérence avec les parties voisines.

Cette largeur $b$ doit être en rapport avec l'épaisseur $\varepsilon$ du hourdis, l'écartement L des nervures et leur portée $l$. Il convient de ne jamais dépasser pour la largeur $b$ le tiers de la portée $l$ des nervures, ni les 3/4 de leur écartement L.

En ce qui touche le plancher lui-même, s'il a à supporter des charges concentrées entre deux nervures, il doit être pourvu de deux séries de barres horizontales dans les directions orthogonales. On donne généralement aux armatures les plus faibles une section totale par mètre de largeur du hourdis au moins égale à la moitié de la section des plus fortes par mètre de longueur du hourdis.

Et alors, pour calculer l'épaisseur $\varepsilon$ du plancher, on admet que la charge isolée peut être remplacée (fig. 31 plan) par une charge uniformément répartie sur un rectangle ayant cette charge pour centre, ses côtés parallèles aux nervures ayant un écartement $e$ égal à la somme des épaisseurs : 1° du hourdis lui-même, soit $\varepsilon$ ; 2° s'il y a lieu, du remblai et de la chaussée qu'il porte ; ses côtés perpendiculaires aux nervures ayant pour écartement $e + \frac{L}{3}$, L étant l'écartement des nervures.

La charge ainsi répartie, on suppose qu'elle est portée par une bande du hourdis, de la largeur $e + \frac{L}{3}$ sans concours des parties adjacentes,

par conséquent, par une poutre de section rectangulaire $\left(e + \frac{L}{3}\right)\varepsilon$ et de portée L, s'appuyant sur deux nervures consécutives.

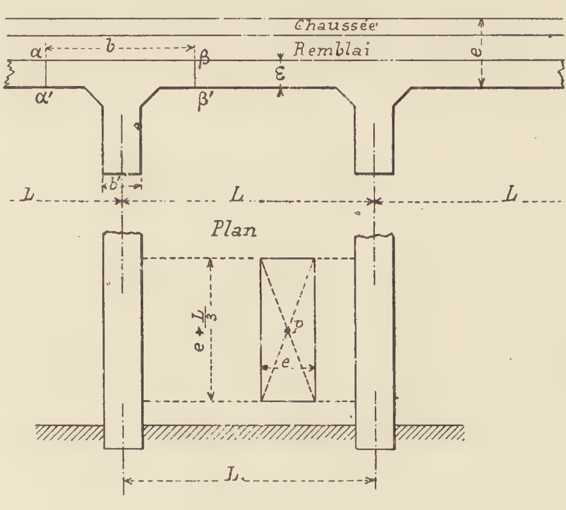



Fig. 31.

S'il s'agit d'un hourdis porté par deux cours de nervures orthogonales, d'écartements respectifs L et L', pour calculer le moment de flexion dans le sens de la portée L, on pourra, faute de mieux, le calculer comme si les nervures de portée L existaient seules, en multipliant le chiffre obtenu par le coefficient de réduction :

$$\frac{1}{1 + 2\frac{L^4}{L'^4}}$$

On fera de même en permutant les lettres L et L' pour obtenir le moment de flexion dans le sens de la portée L'.

32. *Adhérence.* — Pour s'assurer de l'adhérence entre le béton et l'armature, tendue par exemple, on observera que si, dans deux sections voisines AB, A'B' d'une pièce (fig. 32), espacées d'une longueur $\Delta_s$, on a trouvé pour la tension de l'armature, les valeurs $R'_a$ et $R''_a$ par unité de surface, les tractions totales sur ces deux sections seront :

$$\omega' R'_a \qquad \text{et} \qquad \omega' R''_a.$$

Supposons, pour fixer les idées, $R''_a > R'_a$, c'est la différence $\omega'(R''_a - R'_a)$ qui tendra à faire glisser la portion d'armature de longueur $\Delta_s$ dans sa

gaine de béton. Si donc le périmètre total des armatures tendues est $\chi'$, l'adhérence par unité de surface sera :

$$\frac{\omega' (R''_a - R'_a)}{\chi' \Delta_s}$$

C'est ce rapport qui ne doit pas être supérieur à la limite imposée pour l'adhérence par l'article 6 du règlement.

Si des étriers ou autres pièces transversales sont *suffisamment* solidarisés avec une armature longitudinale pour contribuer à empêcher celle-ci de glisser dans sa gaine de béton, alors la force F de cisaillement de celles de ces pièces transversales qui se trouvent sur la longueur $\Delta_s$ considérée ou le produit de la section cisaillée par le travail de cisaillement admis pour le métal, doit être retranchée de l'effort

$$\omega' (R''_a - R'_a),$$

et il suffit que le rapport :

$$\frac{\omega' (R''_a - R'_a) - F}{\chi' \Delta_s}$$

ne dépasse pas la limite admise pour l'adhérence.

Mais de simples ligatures entre les armatures transversales et longitudinales ne suffisent pas pour produire l'effet de la force F. Ces ligatures doivent être faites. Mais il convient de ne pas en tenir compte comme renfort prêté à l'adhérence.

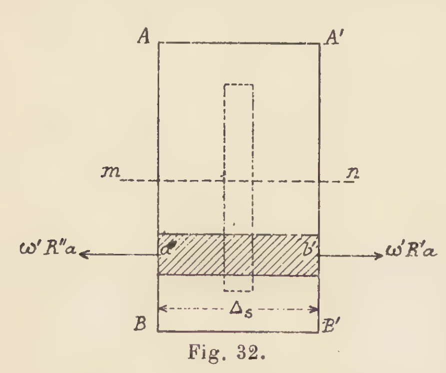


Fig. 32.

33. *Glissement longitudinal du béton sur lui-même et effort tranchant.* — Concevons toujours une portion de pièce comprise entre deux sections transversales AB et A'B' distantes de $\Delta_s$ et portant l'armature longitudinale *a'b'* du côté de l'extension. Faisons dans la partie tendue du béton, c'est-à-dire entre l'armature *a'b'* et le plan des fibres neutres, une section *mn* parallèle à ce plan. Soit $\omega_b$ l'aire de cette section.

Comme on ne tient pas compte des tensions du béton normalement à *m*B et *n*B', la portion *mn*BB' de la pièce est en équilibre sous l'influence des tensions $\omega' R''_a$ et $\omega' R'_a$ des armatures et de l'effort longitudinal ou

de cisaillement suivant *mn*. Donc, cet effort par unité de surface :

$$\frac{\omega' (R''_a - R'_a}{\omega_b} \qquad (a),$$

ne doit pas dépasser la fatigue admise par le cisaillement.

Si des armatures transversales résistent *efficacement* au glissement longitudinal, on peut en tenir compte comme il est dit ci-dessus pour l'adhérence.

Cet effort ($a$) reste constant jusqu'à la fibre neutre. Au delà, il diminue par l'effet des compressions, de sorte que celui mis en compte ici en représente le maximum.

L'effort tranchant en chaque point est d'ailleurs, comme on le sait, le même en grandeur que l'effort de glissement longitudinal dont il vient d'être parlé.

34. Art. 12. — *Flambement.* — Pour s'assurer contre le flambement des pièces comprimées, on peut faire usage de la règle de Rankine, qui se traduit par l'inégalité suivante :

(29) $$\frac{N}{\Omega}\left(1 + \frac{kl^2}{10{,}000 r^2}\right) < R_b.$$

N est l'effort de compression : s'il varie notablement d'une extrémité à l'autre de la pièce, on prendra la valeur relative à la section médiane, située à égale distance des extrémités ; $l$ est la longueur de la pièce ; $r$ le rayon de giration minimum de la section transversale qui, dans le cas fréquent d'une pièce symétrique, a, soit la direction de l'axe de symétrie, soit la direction perpendiculaire.

$R_b$ est la limite de fatigue admissible pour le béton armé (art. 4).

Enfin $k$ est un coefficient numérique dépendant des conditions auxquelles la pièce est soumise à ses extrémités, et qui a les valeurs ci-après :

| CONDITIONS RELATIVES AUX EXTRÉMITÉS | $k$ | OBSERVATIONS |
|---|---|---|
| Pièce encastrée à un bout, libre à l'autre | 4 | |
| Pièce articulée aux deux bouts. . . . | 1 | |
| Pièce encastrée à un bout, articulée à l'autre | 1/2 | Si l'encastrement est imparfait, on prendra une valeur moyenne entre 1/2 et 1. |
| Pièce encastrée aux deux bouts . . . . | 1/4 | Si l'un des encastrements est imparfait, on prendra une valeur moyenne entre 1/4 et 1/2. Si les deux sont imparfaits, une valeur moyenne entre 1/4 et 1. |

Quand la pièce comprimée est de grande longueur, il arrive que l'unité est négligeable devant le nombre $\frac{kl^2}{10{,}000r^2}$. L'inégalité qui exprime la condition de stabilité peut alors être mise sous la forme simplifiée :

$$\frac{N}{\Omega}\frac{kl^2}{10{,}000r^2} < R_b$$

ou

(30) $$N < \frac{10{,}000}{k}\frac{\Omega r^2}{l^2}R_b.$$

La valeur moyenne de $R_b$ est d'environ $50 \times 10^4$ (50 kilogrammes par centimètre carré). Le coefficient d'élasticité longitudinale du béton est, en moyenne, le dixième de celui de l'acier, soit:

$$E_b = 2 \times 10^9.$$

D'où il résulte que le produit: 10,000 $R_b$ est sensiblement égal à :

$$\frac{\pi^2 E_b}{4},$$

ce qui permet d'écrire la condition (30) sous la forme :

(31) $$N < \frac{1}{4k}\frac{\pi^2\Omega r^2}{l^2}E_b.$$

C'est la formule d'Euler, avec un coefficient de sécurité égal à 4.

On voit donc que les indications fournies par cette formule concordent avec celles de la règle de Rankine pour les pièces de grande longueur.

Si la pièce soumise à un effort de compression N est, en même temps, sollicitée par un moment de flexion dont l'effet ne peut être considéré comme négligeable (cas d'une charge désaxée, poussée du vent, etc.), il convient de compléter la condition de stabilité exprimée par l'inégalité (29) en y introduisant la valeur du travail maximum de compression déterminé, dans la section médiane, par le moment fléchissant M.

Ce travail a pour expression :

$$\frac{Mv}{1}\text{(formule 5); ou }\frac{Nv_0v}{\Omega r^2}\text{ (formule 11).}$$

La règle de Rankine se traduit alors par l'une ou l'autre des inégalités suivantes :

(32) $$\frac{N}{\Omega}\left(1 + \frac{kl^2}{10{,}000r^2} + \frac{Mv}{1} < R_b;\right.$$

(33) $$\frac{N}{\Omega}\left(1 + \frac{kl^2}{10{,}000r^3} + \frac{v_0v}{r^2}\right) < R_b.$$

### 35. III. — EXÉCUTION DES TRAVAUX ET EPREUVES

Les instructions relatives à l'exécution des travaux et aux épreuves se justifient d'elles-mêmes et n'ont pas besoin de commentaire. On se bornera à rappeler *que le béton armé ne vaut que par la perfection de son exécution*. Les accidents survenus sont, en général, dus à la médiocre qualité des matériaux ou à leur mauvais emploi. Il convient donc d'exercer *une surveillance toute spéciale* sur la provenance, la pureté des matériaux, leur dosage, celui de l'eau employée à la confection du béton, son damage, son bourrage le long des armatures, le solide arrimage de celles-ci, etc.

Quant aux épreuves, elles peuvent, dans certaines circonstances, être simplifiées, moyennant justification. Mais il convient encore ici de ne pas chercher des économies ou des facilités qui puissent faire courir un risque quelconque à la sécurité publique.

---

A la suite du document officiel précédent, le président et rapporteur de la Commission nommée par le Conseil général des Ponts et Chaussées, M. Maurice Lévy, Inspecteur général, indique dans quel ordre d'idées on a cru devoir remanier les projets de règlement et de circulaire préparés par la Commission du ciment armé et mentionne que les modifications apportées et portant plutôt sur la forme que sur le fond n'ont été adoptées qu'après avoir pris l'avis préalable de son rapporteur, M. A. Considère, Inspecteur général et de M. l'Ingénieur en chef Résal, son président depuis la retraite de M. le président Lorieux.

---

# CHAPITRE V

## CALCUL DES PIÈCES FLÉCHIES

36. Exposé de la méthode. — Les Instructions ministérielles relatées au chapitre précédent se bornent à indiquer la marche à suivre et les taux de travail limites à admettre, pour le calcul des pièces en ciment armé. De ce programme on peut tirer une quantité de méthodes de calcul. Dans un ouvrage précédent (1) les auteurs du présent ouvrage ont développé une première méthode, qu'il leur faut rappeler d'une façon succincte avant d'exposer la nouvelle méthode simplifiée qu'ils proposent, en vue de permettre aux constructeurs de calculer les divers éléments fléchis d'un ouvrage, d'une façon plus rapide, tout en satisfaisant aux prescriptions de la circulaire ministérielle.

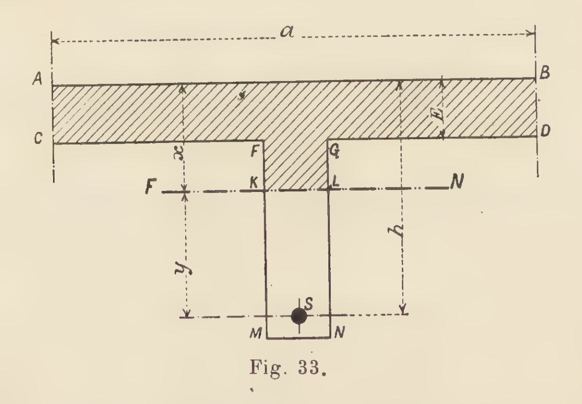



Fig. 33.

La fig. 33 représente un élément de plancher comprenant une nervure et un hourdis ; on désignera par :

(1) Recueil de types de ponts pour routes en ciment armé, *Encyclopédie des Travaux publics*, M. C. Lechalas, Inspecteur général des Ponts et chaussées, Ch. Béranger, éditeur.

*a* la largeur de hourdis intéressée à la compression de la poutre;

*h* la hauteur théorique de la poutre, c'est-à-dire la distance de l'axe des aciers tendus à la face comprimée du béton;

*x* la distance de l'axe neutre à la face comprimée du béton;

*y* la distance de l'axe neutre à l'axe des armatures tendues;

E l'épaisseur du hourdis ;

R le travail du métal à l'extension ;

*r* le travail à la compression du béton sur la fibre comprimée extrême;

*m* le rapport des coefficients d'élasticité, $E_a$ de l'acier à $E_b$ du béton.

Dans les calculs qui suivent, on ne tiendra pas compte du rectangle KFGL compris entre la fibre neutre et la face inférieure du hourdis ; cette section de béton est en effet généralement négligeable par rapport à celle du hourdis et de plus elle se trouve dans la région de la fibre neutre où le coefficient de travail de la matière est très peu élevé.

37. Détermination de la fibre neutre. — D'après le principe de Navier, on peut admettre que les déformations des diverses fibres sont proportionnelles à la distance de ces fibres à l'axe neutre. La

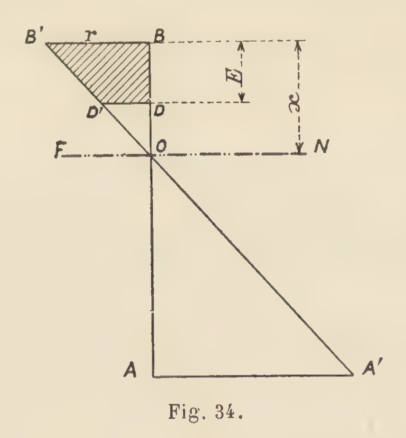



Fig. 34.

fig. 34 montre le diagramme des déformations dans lequel la section plane AB s'est inclinée en A'B', ce qui donne :

$$\frac{BB'}{AA'} = \frac{BO}{AO}$$

Or : $$BB' = \frac{r}{E_b}$$

et comme : $$E_b = \frac{E_a}{m}$$

on a : $$BB' = \frac{mr}{E_a} \quad \text{et} \quad AA' = \frac{R}{E_a}$$

d'où : $$\frac{mr}{R} = \frac{x}{h - x}$$

ou : $$\frac{R + mr}{R} = \frac{h}{x}$$

d'où : $$x = \frac{mr}{R + mr} \times h \qquad (1).$$

La Circulaire dit que l'on peut obtenir encore la position de la fibre neutre en écrivant que la somme des résistances à la compression est égale à la somme des résistances à l'extension.

D'après la figure précédente le travail moyen $r'$ du béton du hourdis est égal à :

$$\frac{BB' \times DD'}{2} \times \frac{E_a}{m}$$

or : $$\frac{DD'}{OD} = \frac{BB'}{OB}$$

d'où : $$DD' \times \frac{E_a}{m} = r\,\frac{(x - E)}{x}$$

et : $$r' = \frac{1}{2}\left( r + r\,\frac{x - E}{x} \right)$$

La résistance du béton à la compression a donc pour valeur :

$$a\,E \times \frac{2x - E}{2\,x} \times r$$

La résistance à l'extension étant fournie par le métal seulement, est égale à SR ou à :

$$S \times mr \times \frac{h - x}{x}$$

d'où l'égalité :

$$aE \times \frac{2x - E}{2x} \times r = S \times \frac{m(h - x)}{x} \times r$$

et en divisant par $\frac{r}{x}$:

$$\frac{aE}{2}(2x - E) = mS\,(h - x) \qquad (2)$$

38. Détermination du moment de résistance. — On se servira comme l'indique la Circulaire de l'équation fondamentale $M = \frac{RI}{v}$, en remplaçant la section S d'acier par une section $m$S de béton équivalente. Le moment d'inertie I du solide a pour valeur la somme des moments d'inertie de ses diverses parties, d'où :

$$I = a\frac{x^3 - (x - E)^3}{3} + mS\,(h - x)^2$$

d'où $$M = \frac{r}{x}\left[\frac{a\,[x^3 - (x - E)^3]}{3} + mS\,(h - y)^2\right] \qquad (3)$$

Si l'on se donne $m$, les équations (1) (2) et (3) permettront de déterminer trois quelconques des quantités M ; S ; $h$ ; E ; $r$ ; R ; $a$ et $x$. Dans un projet on connaît $h$ ; E ; $a$ ; $m$, M et S, on pourra donc calculer $y$, S, R et $r$ ; ordinairement on s'impose pour R la limite permise et il reste à déterminer $y$, S, et $r$ par les 3 équations précédentes.

39. Détermination de la hauteur $h$ de la poutre. — En remarquant que, d'après (2) on a :

$$mS\,(h - x)^2 = \frac{aE}{2}(2x - E)\,(h - x),$$

l'équation (3) devient :

$$M = aEr\left[x - E + \frac{E^2}{3x} + \left(x - \frac{E}{2}\right)\left(\frac{h - x}{x}\right)\right]$$

Remplaçant $\frac{h-x}{x}$ par sa valeur $\frac{R}{mr}$, ensuite $x$ par $\frac{mr}{R+mr}$ et $\frac{1}{x}$ par $\frac{R + mr}{mr} \times \frac{1}{h} = \left(1 + \frac{R}{mr}\right)\frac{1}{h}$,

on obtient après ces opérations successives :

$$M = aEr\left[h - \frac{E}{2}\left(2 + \frac{R}{mr}\right) + \frac{E^2}{3}\left(1 + \frac{R}{mr}\right) \times \frac{1}{h}\right] \qquad (4)$$

Cette équation permet de déterminer $h$ par une équation du 2[e] degré et même par une équation du 1[er] degré, si l'on néglige le terme en $\frac{E^2}{h}$; on obtiendrait alors :

$$h = \frac{M}{aEr} + \frac{E}{2}\left(2 + \frac{R}{mr}\right) \qquad (5)$$

La valeur de $h$ ainsi trouvée n'est donnée qu'à titre de simple indication et en vue d'indiquer la hauteur approximative qu'il convient de donner à une poutre pour atteindre les limites permises des coefficients de travail $R$ et $r$. On peut d'ailleurs prendre pour $h$ une valeur purement arbitraire et déterminer S et $r$ ainsi qu'il va être dit.

40. Détermination du coefficient de travail $r$ du béton comprimé. — On dégagera $r$ de l'équation (4) en écrivant :

$$\frac{M}{aEr} + \frac{E}{2} \times \frac{R}{mr} - \frac{E^2R}{3mhr} = h - E + \frac{E^2}{3h}$$

d'où :

$$r = \frac{\frac{M}{a} + \frac{E^2R}{2m} - \frac{E^3R}{3mh}}{Eh + \frac{E^3}{3h} - E^2}. \qquad (6)$$

41. Détermination de la section de métal. — Si le travail $r$ ainsi calculé ne dépasse pas la limite qu'on s'est imposée, on déterminera S à l'aide de l'équation (2) dans laquelle on remplacera $y$ par sa valeur $\frac{mr}{R+mr} \times h$.

On a ainsi :

$$S = \frac{aEr}{2R}\left(2 - \frac{E}{h} \times \frac{mr + R}{mr}\right)$$

42. Comment vérifier si la fibre neutre tombe bien en dehors du hourdis. — Les équations (1) (2) et (3) sont générales, quelles que soient les valeurs de $x$ et de E, mais il ne faut pas oublier que

si la fibre neutre tombait à l'intérieur du hourdis, l'épaisseur de béton travaillant à la compression ne serait plus E, mais bien $x$. La valeur de $r$ donnée dans (6) deviendrait alors :

$$r = \frac{\frac{M}{a} + \frac{x^2 R}{2m} - \frac{x^3 R}{3mh}}{xh + \frac{x^3}{3h} - x^2}$$

Si l'on voulait tirer $x$ de cette formule, on serait conduit à une équation du 3ᵉ degré que l'on évitera en opérant par approximations successives. La valeur qui convient à $x$ doit vérifier l'équation

$$x = \frac{mr}{R + mr} \times h$$

43. Détermination de la section S′ des barres comprimées. — Au cas où la valeur de $h$ qui correspond à la limite imposée pour $r$ ne peut être pratiquement adoptée, parce que trop grande, on est conduit à remplacer le béton, qui fait défaut à la compression, par des aciers placés à la partie comprimée de la poutre. D'après la fig. 35

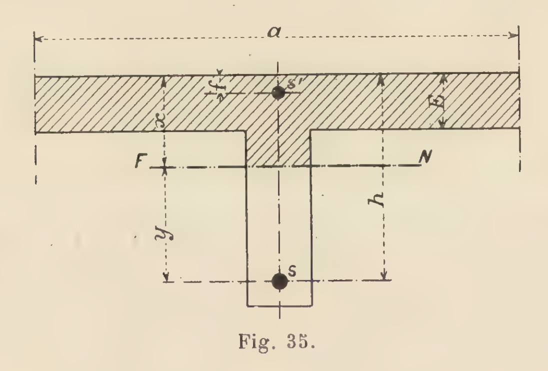



Fig. 35.

et en introduisant dans l'équation de la fibre neutre le moment de la section S' de métal comprimé, on a :

$$\frac{aE(2x - E)}{2} + m(x - f)\,S' = mS\,(h - x) \qquad (7)$$

De même dans l'équation du moment de résistance :

$$M = \frac{r}{x}\left[\frac{a}{3}[x^3 - (x - E)^3] + mS(h - x)^2 + mS'(x - f)^2\right] \qquad (8)$$

L'équation (7) peut se mettre sous la forme :

$$B + DS' = CS$$

en posant :

$$\frac{aE(2x - E)}{2} = aE\left(x - \frac{E}{2}\right) = B$$

$$m(x - f) = D$$

$$m(h - x) = my = C$$

L'équation (8) qui peut s'écrire :

$$\frac{Mx}{r} - \frac{a}{3}[x^3 - (x - E)^3] = m(h - x)^2 S + m(x - f)^2 S'$$

peut aussi se mettre sous la forme :

$$F = HS + KS'$$

en posant :

$$F = \frac{Mx}{r}\,\frac{a}{3}[x^3 - (x - E)^3]$$

$$H = m(h - x)^2 = my^2$$

$$K = m(x - f)^2$$

Des équations précédentes on tire :

$$S = \frac{FD + BH}{CK + DH}$$

$$S' = \frac{FC - BK}{CK + DH}$$

44. Calcul des hourdis. — Les équations données précédemment sont tout à fait générales et s'appliquent tout aussi bien aux hourdis qu'aux poutres ; mais dans le cas des hourdis, il faut remarquer que $a = 100$ et que $x$ représente l'épaisseur de hourdis comprimé ; on a alors :

$$M = 100\,xr\left(\frac{x}{3} + \frac{h - x}{2}\right)$$

$$= \frac{100\,xr}{6}(3\,h - x) \qquad (9)$$

On a toujours :

$$xy = \frac{mr}{R + mr} \times h \qquad (10)$$

De ces deux équations connaissant M, $r$ et R, on déduira $h$ et $x$. La section des armatures tendues se déduira de l'équation (2) en remplaçant E par $x$ et $a$ par 100 ; on trouve alors :

$$S = \frac{100\,x^2}{2m\,(h - x)} \qquad (11)$$

45. Exemple du calcul d'un hourdis. — *Calculer un hourdis de 2 mètres de portée supportant une charge uniformément répartie de 2.000 kilogr. par mètre carré y compris son poids propre.* — Si l'on suppose la dalle à demi encastrée sur ses appuis, on aura :

$$M = \frac{2000 \times \overline{2}^2}{10} = 800 \text{ kgm.}$$

Nous admettrons que les conditions du cahier des charges et le dosage employé fixent par exemple les coefficients de travail des matériaux à R = 1100 kgr. par cm² et $r = 40$ kgr. par cm², $m$ étant égal à 12. L'équation (9) devient :

$$800 = 100\,x \times 40\left(\frac{x}{3} + \frac{h - x}{2}\right)$$

et l'équation (10) :

$$x = \frac{12 \times 40}{1100 + 12 \times 40} \times h = 0{,}303\,h$$

En remplaçant dans l'équation précédente :

$$800 = 100 \times 0{,}303\,h \times 40\left(\frac{0{,}303\,h}{3} + \frac{h - 0{,}303\,h}{2}\right)$$

d'où :

$$h = \sqrt{\frac{800}{5{,}46}} = 12 \text{ cm}$$

On prévoira comme épaisseur totale :

$$E = 12 + 2 = 14 \text{ cm.}$$

La section de métal donnée par (11) est :

$$S = \frac{100 \times \overline{0{,}303}^2\,h^2}{2 \times 12\,(h - 0{,}303\,h)} = 0{,}552 \times h$$
$$= 0{,}552 \times 12 = 6{,}62 \text{ cm}^2.$$

On prévoira par exemple des barres de 10 mm. section 0 cm² 78 à l'écartement de :

$$\frac{0{,}78 \times 100}{6{,}62} = 11 \text{ cm. } 7$$

46. Exemple du calcul d'une poutre. — Nous relevons, dans l'ouvrage susmentionné où se trouve développée cette méthode de calcul, l'exemple suivant d'une poutre avec hourdis : on a une poutre de pont dont le moment fléchissant a été trouvé égal à 12.961 kgm. On a en outre : $a = 100$ cm. ; $R = 1100$ ; $r = 40$ ; $E = 16$ ; $h = 57$ ; $m = 12$.

Le travail maximum du béton est donné par :

$$r = \frac{\frac{M}{a} + \frac{E^2R}{2\,m} - \frac{E^3R}{3mh}}{Eh + \frac{E^3}{3h} - E^2}$$

$$r = \frac{\frac{12961 \times 100}{100} + \frac{\overline{16}^2 \times 1100}{2 \times 12} - \frac{\overline{16}^3 \times 1100}{3 \times 12 \times 57}}{57 \times 16 + \frac{\overline{16}^3}{3 \times 57} - \overline{16}^2}$$

$$r = 33 \text{ kgr.}$$

Mais on doit vérifier si la fibre neutre avec cette valeur de $r$ passe bien à l'extérieur du hourdis. On a :

$$x = \frac{mr}{R + mr} \times h = \frac{12 \times 33}{1100 + 12 \times 40} \times 57 = 15{,}1$$

Or $E = 16$, ce qui indique que la fibre neutre passe à l'intérieur du hourdis et qu'on doit évaluer $x$ par tâtonnements ; nous savons déjà qu'il doit être un peu inférieur à 16. Prenons par exemple $x = 15$, et introduisons cette valeur dans l'expression de $r$ à la place de E ; on a :

$$r = \frac{\frac{12961 \times 100}{100} + \frac{\overline{15}^2 \times 1100}{24} - \frac{\overline{15}^3 \times 1100}{3 \times 12 \times 57}}{15 \times 57 + \frac{\overline{15}^3}{3 \times 57} - \overline{15}^2}$$

$$r = 33 \text{ kgr.}$$

La valeur exacte de $x$ serait :

$$x = \frac{mr}{R + mr} \times h = 15{,}1$$

Nous pouvons nous en tenir à l'approximation $x = 15$ et calculer la section de métal par :

$$S = \frac{aEr}{2R}\left(2 - \frac{E}{h} \times \frac{mr + R}{mr}\right)$$

dans laquelle on remplacera E par $x = 15$

$$S = \frac{100 \times 15 \times 33}{2 \times 1100}\left(2 - \frac{15}{57} \times \frac{12 \times 33 + 1100}{12 \times 33}\right)$$

$$S = 22{,}5 \text{ cm}^2.$$

On a prévu par exemple 4 aciers ronds de 27 mm., donnant une section totale de 22,90 cm². A la compression, il serait inutile théoriquement de prévoir des barres d'acier, car le béton ne travaille qu'à 33 kgr. par cm², alors qu'il est toléré 40 kgr. dans le cas actuel. Cependant la plupart des constructeurs prévoient toujours des armatures à la partie comprimée de la poutre, armatures qui ont pratiquement leur raison d'être, car elles servent à maintenir à leur place les étriers verticaux ou inclinés qui relient les armatures comprimées et tendues des poutres.

---

## CHAPITRE VI

### MÉTHODE SIMPLIFIÉE DE CALCUL DES PIÈCES FLÉCHIES

47. Exposé. — La méthode de calcul que nous venons d'indiquer est générale et s'applique quelles que soient les valeurs adoptées pour R, $r$ et $m$. Dans le présent chapitre et dans ceux qui suivront nous allons développer une méthode analogue ayant le même point de départ, mais en attribuant à R, $r$ et $m$ les valeurs qui sont indiquées dans les *Instructions ministérielles*. Nous avons recherché en outre quelles simplifications on pouvait apporter aux formules pour les rendre d'un usage pratique et nous avons dressé à cet effet des tableaux qui permettront de vérifier un projet ou d'en calculer directement les divers éléments d'une façon plus simple et plus rapide.

#### I. — DALLES OU POUTRES RECTANGULAIRES ARMÉES A L'EXTENSION

##### § A. — **Détermination de la fibre neutre.**

48. Nous ne reviendrons pas sur le calcul de la position de la fibre neutre développé dans le chapitre précédent.

On a trouvé :

$$x = \frac{mr}{R + mr} \times h$$

Si l'on attribue à $m$, R et $r$ différentes valeurs suivant les conditions des cahiers des charges, la nature du métal ou le dosage employé, on obtiendra pour $x$ les valeurs données dans le tableau I.

On remarquera que les coefficients 45 kgr., 50 et 56 kgr., attribués à $r$, correspondent approximativement aux dosages de 300 kg., 350 ou 400 kgr. de ciment, d'après les indications de la Circulaire Ministérielle

TABLEAU I

| $m$ | R | Valeurs de $x$ pour $r =$ | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 35 kg. | 40 kg. | 45 kg. | 50 kg. | 56 kg. |
| 15 | 1200 | 0,304 $h$ | 0,333 $h$ | 0,360 $h$ | 0,385 $h$ | 0,411 $h$ |
| 12 | 1200 | 0,260 $h$ | 0,286 $h$ | 0,310 $h$ | 0,333 $h$ | 0,359 $h$ |
| 10 | 1200 | 0,226 $h$ | 0,250 $h$ | 0,272 $h$ | 0,294 $h$ | 0,318 $h$ |
| 15 | 1000 | 0,344 $h$ | 0,375 $h$ | 0,403 $h$ | 0,429 $h$ | 0,456 $h$ |
| 12 | 1000 | 0,296 $h$ | 0,324 $h$ | 0,350 $h$ | 0,375 $h$ | 0,402 $h$ |
| 10 | 1000 | 0,259 $h$ | 0,286 $h$ | 0,310 $h$ | 0,333 $h$ | 0,359 $h$ |

### § B. — **Calcul direct des dalles ou poutres rectangulaires.**

49. Le premier problème qui se pose est le suivant : connaissant le moment M dû aux forces extérieures, déterminer la hauteur théorique $h$ et la section de métal $s$ d'une dalle armée seulement à l'extension, d'après des valeurs déterminées de $r$, R et $m$.

Ainsi qu'il a été dit nous supposerons toujours dans les dalles que le moment $M$ est celui obtenu sur une portion de 1 m. de largeur. On aurait donc $M = \frac{M'}{a}$, si $a$ était la largeur quelconque d'une poutre et M′ le moment dû aux forces extérieures.

D'après la fig. 36 le travail fourni par le béton comprimé est :

$$100 \times x \times \frac{r}{2}$$

Le travail fourni par le métal tendu est : $S \times R$.

Si F est le quotient du moment de flexion M par la distance $d$ des axes de compression et de tension on a :

$$d = h - f \qquad \text{et comme } f = \frac{x}{3}, \qquad d = h - \frac{x}{3}$$

d'où :
$$F = \frac{M}{d} = \frac{M}{h - \frac{x}{3}}$$

En écrivant que la somme des pressions est égale à la somme des tensions et à l'effort normal, on a :

$$\frac{100\, x \times r}{2} = RS = \frac{M}{h - \frac{x}{3}}$$

d'où :
$$S = \frac{50\ rx}{R} \text{ et } M = 50 \times r \times x\,(h - x)$$

Or nous avons déjà évalué $x$ en fonction de $h$ pour les diverses valeurs que l'on doit attribuer à $r$ et $m$ (tableau I) ; il sera donc facile de déduire $h$ et S en fonction de M. Prenons par exemple le dosage

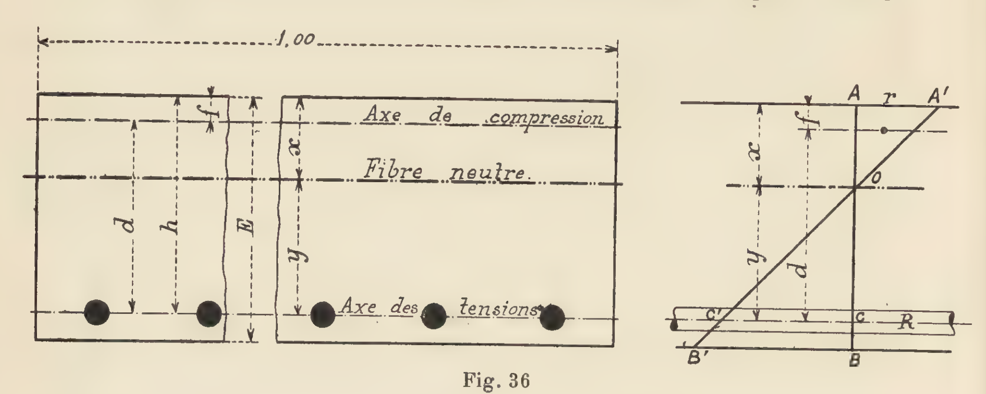



Fig. 36

de 300 kgr. de ciment par mètre cube de béton, ce qui correspond à $r = 45$ kgr. et prenons $R = 1200$ et $m = 15$. Le tableau I donne pour ces valeurs : $x = 0{,}360\ h$.

En remplaçant $x$ par cette valeur dans les équations précédentes, on trouve :

$$M = 50 \times 45 \times 0{,}360\, h \left(h - \frac{0{,}360\, h}{3}\right)$$

et
$$S = \frac{50 \times 45 \times 0{,}360\, h}{1200}$$

d'où l'on tire :
$$h = \sqrt{\frac{M}{713}}$$
$$\text{et } S = 0{,}675\, h$$

M est exprimé en kilogrammes-centimètres et $h$ en centimètres. L'épaisseur totale E de la dalle se déduira de $h$ en partant de ce principe que les aciers doivent toujours être recouverts d'une couche de 1 cm. 5 à 2 cm. 5 de béton.

Le tableau II donne les différentes valeurs de $h$ et S pour diverses valeurs des coefficients R, $r$ et $m$. Il permettra donc de calculer tous les éléments d'une dalle avec une simple opération et quelles que soient les conditions du projet.

TABLEAU II

| $m$ | R | Valeurs de $h$ et $S$ pour $r =$ 35k | | 40k | | 45k | | 50k | | 56k | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $h^2$ | S | $h^2$ | S | $h^2$ | S | $h^2$ | S | $h^2$ | S |
| 15 | 1200 | $\frac{M}{478}$ | 0,443 $h$ | $\frac{M}{592}$ | 0,555 $h$ | $\frac{M}{712}$ | 0,675 $h$ | $\frac{M}{839}$ | 0,802 $h$ | $\frac{M}{993}$ | 0,959 $h$ |
| 12 | 1200 | $\frac{M}{415}$ | 0,379 $h$ | $\frac{M}{517}$ | 0,476 $h$ | $\frac{M}{626}$ | 0,582 $h$ | $\frac{M}{741}$ | 0,695 $h$ | $\frac{M}{884}$ | 0,838 $h$ |
| 10 | 1200 | $\frac{M}{366}$ | 0,330 $h$ | $\frac{M}{458}$ | 0,417 $h$ | $\frac{M}{557}$ | 0,510 $h$ | $\frac{M}{664}$ | 0,613 $h$ | $\frac{M}{796}$ | 0,742 $h$ |
| 15 | 1000 | $\frac{M}{531}$ | 0,502 $h$ | $\frac{M}{656}$ | 0,625 $h$ | $\frac{M}{785}$ | 0,756 $h$ | $\frac{M}{919}$ | 0,894 $h$ | $\frac{M}{1083}$ | 1,064 $h$ |
| 12 | 1000 | $\frac{M}{467}$ | 0,432 $h$ | $\frac{M}{578}$ | 0,540 $h$ | $\frac{M}{696}$ | 0,656 $h$ | $\frac{M}{820}$ | 0,781 $h$ | $\frac{M}{975}$ | 0,938 $h$ |
| 10 | 1000 | $\frac{M}{414}$ | 0,378 $h$ | $\frac{M}{517}$ | 0,477 $h$ | $\frac{M}{625}$ | 0,581 $h$ | $\frac{M}{741}$ | 0,694 $h$ | $\frac{M}{885}$ | 0,838 $h$ |

### § C. — Vérification des taux de travail du béton et du métal dans une dalle armée à l'extension.

50. Un projet ayant été établi ou un travail ayant déjà été exécuté avec des dimensions calculées d'une façon quelconque, il est souvent intéressant pour un ingénieur de connaître quels seraient les taux de fatigue des différentes parties de l'ouvrage en se conformant aux « *Instructions ministérielles* ».

Reprenons la fig. 36 représentant une dalle dans laquelle nous connaissons la hauteur théorique $h$ et la section S de métal par

mètre courant. Nous aurons d'après l'équation des surfaces par rapport à l'axe neutre :

$$100x \times \frac{x}{2} = mS\,(h - x)$$

d'où : $$x = -\,0{,}01\;mS + \sqrt{mS\,(0{,}0001\;mS + 0{,}02\;h)}$$

Connaissant la position de la fibre neutre on déterminera le bras de levier $d$ du couple fléchissant, et alors :

$$d = h - \frac{x}{3}$$

ou : $$d = h + \frac{0{,}01}{3}\,mS - \frac{1}{3}\,\sqrt{mS\,(0{,}0001\;mS + 0{,}02\;h)}$$

On obtiendra l'effort de compression ou d'extension F en divisant le moment M exprimé en kilogrammètres par la valeur de $d$ trouvée ci-dessus, mais exprimée en mètre (c'est-à-dire divisée par 100).

Dès lors le quotient $\frac{F}{100x}$ (dont on connaît F et $x$ trouvé plus haut en centimètres) déterminera le taux de travail moyen du béton comprimé $\frac{r}{2}$, lequel doublé donnera le taux de travail maximum, c'est-à-dire au droit de la fibre extrême; et le quotient $\frac{F}{S}$ (dont on connaît F et S exprimé en centimètres carrés), déterminera le taux de travail du métal à l'extension, par centimètre carré.

### § D. — Applications numériques.

51. Premier exemple. — *Calculer l'épaisseur d'une dalle de 2 m. de portée, reposant librement sur ses appuis et sollicitée par une surcharge libre de 1.000 kgr. par mq.; on suppose $r = 45$ ; $R = 1200$ et $m = 15$.*

On comptera *a priori* sur une épaisseur approximative de 12 cm., ce qui fixera le poids propre à 300 kgr. par mq. La charge totale sera donc :

$$p = 1000 + 300 = 1.300 \text{ kgr.}$$

On a comme moment fléchissant maximum :

$$M = \frac{1300 \times \overline{2}^2}{8} = 650 \text{ kgm.} = 65.000 \text{ kg.cm.}$$

La valeur de $h$ est donnée alors d'après le tableau II, par :

$$h = \sqrt{\frac{M}{712}} = \sqrt{\frac{65000}{712}} = 9{,}54 \text{ cm.}$$

L'épaisseur totale à prévoir est donc :

$$E = 9{,}54 + 2{,}46 = 12 \text{ cm.}$$

Le même tableau donne comme section de métal :

$$S = 0{,}675\, h = 0{,}675 \times 9{,}54 = 6 \text{ cm}^2, 44$$

On pourra donc prévoir des ronds de 10 mm. dont la section est 0,cm² 78 à l'écartement de :

$$\frac{0{,}78 \times 100}{6{,}44} = 12 \text{ cm. environ}$$

Deuxième exemple. — *Quelle est la surcharge libre $p''$ que l'on peut faire supporter à une dalle de 14 cm. d'épaisseur posée librement sur des appuis distants de 2 m.50. On supposera : $r = 35$ ; $R = 1200$ et $m = 15$.*

La hauteur théorique est $h = 14 - 2 = 12$ cm. Le tableau II donne : $h^2 = \frac{M}{478}$.

d'où : $$M = 4{,}78 \times \overline{12}^2 = 688 \text{ kgm.}$$

Le poids propre de la dalle étant $0{,}14 \times 2500 = 350$ kg., le moment dû à ce poids est : $M_1 = \frac{350 \times \overline{2.50}^2}{8} = 273$ kgm.

Si $p''$ est la surcharge libre par mètre carré, on aura :

$$\frac{p'' \times \overline{2.50}^2}{8} = 688 - 273.$$

d'où : $$p'' = 531 \text{ kgr.}$$

Le même tableau II indique que la dalle devra être armée de $S = 0{,}443 \times 12 = 5{,}32 \text{ cm}^2$.

soit par exemple des ronds de 10 mm à l'écartement de :

$$\frac{0{,}78 \times 100}{5{,}32} = 14 \text{ cm.,}7$$

TROISIÈME EXEMPLE. — *On a déjà construit une dalle, de 12 cm. d'épaisseur, armée de 10 ronds de 10 mm. à l'extension; cette dalle reposant librement sur deux appuis distants de 2 m., 80 et étant sollicitée par une surcharge libre de 500 kgr. par mètre carré, on demande quels sont les taux de fatigue du béton et du métal. On suppose $m = 15$ et $h = 10$.*

Le poids propre est :

$$0,12 \times 2500 = 300 \text{ kgr.}$$

et la charge totale par mètre carré :

$$500 + 300 = 800 \text{ kgr.}$$

Moment de flexion : $M = \frac{800 \times \overline{2.80}^2}{8} = 784 \text{ kgm.} = 78400 \text{ kg. cm.}$

Section S du métal : 10 ronds de 10 mm. = 7,85 cm².

Les formules indiquées pour la vérification des taux de travail dans les hourdis donnent :

$$x = -0,01 \times 15 \times 7,85 + \sqrt{15 \times 7,85 (0,0001 \times 15 \times 7,85 + 0,02 \times 10)}$$

ou : $x = 3,877$; d'où : $\frac{x}{3} = 1,292$

Et par suite : $d = h - \frac{x}{3} = 10 - 1,292 = 8,708$

$$F = \frac{784}{\frac{d}{100}} = \frac{784}{0,08708} = 9.003 \text{ kgr.}$$

$$\frac{r}{2} = \frac{F}{100\,x} = \frac{9003}{387.7} = 23,23 \text{ kgr.}$$

Et par suite : $r = 2 \times 23,23 = 46,46$ kgr.

$$R = \frac{F}{S} = \frac{9003}{7,85} = 1147 \text{ kgr.}$$

## II. — DALLES OU POUTRES RECTANGULAIRES ARMÉES A L'EXTENSION ET A LA COMPRESSION

### § A. — Calcul direct des dalles pleines de faible épaisseur.

52. La fig. 37 représente une dalle armée à l'extension d'une section S de métal et à la compression d'une section S'. L'armature

supérieure a été supposée concentrée sur l'axe de compression du béton, condition que l'on pourra réaliser dans tous les cas.

Cependant pour les dalles ou poutres de grande hauteur (au-dessus de 0 m. 30 par exemple) il devient possible et avantageux de placer l'armature supérieure le plus près possible de la face extrême du béton. Dans ce cas on appliquera les calculs donnés plus loin (calcul des poutres ajourées et pleines) tenant compte du supplément de résistance apporté par le métal comprimé ainsi placé.

On a vu dans le calcul des hourdis à l'extension que la valeur $x$ déterminant la position de la fibre neutre ne dépendait que des quan-

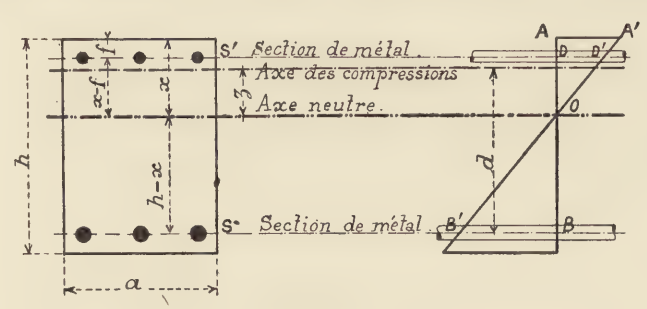



Fig. 37.

tités $r$ ; $R$ ; $m$ et $h$. Dans le cas des hourdis doublement armés, ces quatre valeurs restent les mêmes, ce qui indique que la position de la fibre neutre ne subit aucun changement. On se servira donc encore du tableau I pour déterminer cette position.

De même l'effort normal de compression et d'extension a toujours pour valeur : $F = \frac{M}{d} = \frac{M}{h - \frac{x}{3}}$. A la compression le travail qui doit équilibrer cet effort se compose de celui de la section de béton se trouvant au-dessus de la fibre neutre et de celui de la section S' du métal.

Le travail du béton est $100x \times \frac{r}{2} = 50xr$ ; pour obtenir celui du métal, nous devons remplacer la section S' par une section fictive $m$S' de béton placée au même centre de gravité et dont le taux de travail est par suite représenté en DD'. On a :

$$DD' = \frac{OD \times AA'}{OA}$$

comme: $OD = \frac{2}{3} x\,;\ AA' = r\,;\ OA = x\,;$

on a : $DD' = \frac{2}{3} r$

Le travail du métal est donné par :

$$mS' \times DD' = \frac{2mS' \times r}{3}$$

La résistance totale fournie par les éléments comprimés est donc :

$$50\,xr + \frac{2\,mS' \times r}{3} = r\left(50\,x + \frac{2mS'}{3}\right)$$

En écrivant que la somme des compressions est égale à la somme des tensions et à l'effort, on a :

$$r\left(50\,x + \frac{2mS'}{3}\right) = RS = \frac{M}{h - \frac{x}{3}}$$

En remplaçant dans chaque cas $R$, $m$, $r$, et $x$ par leurs valeurs d'après le tableau I on obtiendra deux équations contenant les inconnues $h$, $s$ et S' ; en se fixant sur l'une d'elles, $h$ ou S', par exemple, on déterminera les autres.

Prenons par exemple : $r = 35$ ; $R = 1200$ et $m = 15$ pour lesquels le tableau I donne $x = 0{,}304\ h$. Les équations (1) deviennent :

$$35\left(50 \times 0{,}304\,h + \frac{2 \times 15 \times S'}{3}\right) = h - \frac{\frac{M}{0{,}304\ h}}{3} = \frac{M}{0{,}899\,h}$$

ou : $478\,h^2 + 314{,}6\,hS' = M$

On se donne généralement $h$ qui dépend de l'épaisseur à donner au plancher ou des conditions du projet et on détermine S' par :

$$S' = \frac{M - 478\,h^2}{314{,}6\ h} \qquad (2)$$

et l'on détermine S par :

$$SR = \frac{M}{0{,}899 h}$$

d'où : $S = \frac{M}{1200 \times 0{,}899\,h}$

Le tableau III résume d'ailleurs le calcul des dalles armées à l'extension et à la compression en donnant les équations permettant de déterminer S et S′ en fonction de $h$ ou inversement $h$ et S en fonction de S′ et cela quelles que soient les valeurs à attribuer à R $r$ et $m$.

TABLEAU III

| $m$ et $r$ | | VALEURS DE $M$ POUR $R = 1.200^k$ | VALEURS DE $M$ POUR $R = 1.000^k$ |
|---|---|---|---|
| $m = 15$ | 35 | $478\ h^2 + 314{,}6\ h\ S'$ | $533\ h^2 + 309{,}9\ h\ S'$ |
| | 40 | $592\ h^2 + 355{,}6\ h\ S'$ | $656\ h^2 + 350{,}0\ h\ S'$ |
| | 45 | $712\ h^2 + 396{,}0\ h\ S'$ | $785\ h^2 + 389{,}6\ h\ S'$ |
| | 50 | $839\ h^2 + 436{,}0\ h\ S'$ | $919\ h^2 + 428{,}5\ h\ S'$ |
| | 56 | $993\ h^2 + 483{,}2\ h\ S'$ | $1082\ h^2 + 473{,}0\ h\ S'$ |
| $m = 12$ | 35 | $415\ h^2 + 319{,}5\ h\ S'$ | $467\ h^2 + 315{,}4\ h\ S'$ |
| | 40 | $518\ h^2 + 362{,}0\ h\ S'$ | $578\ h^2 + 356{,}8\ h\ S'$ |
| | 45 | $625\ h^2 + 403{,}3\ h\ S'$ | $695\ h^2 + 397{,}5\ h\ S'$ |
| | 50 | $740\ h^2 + 444{,}5\ h\ S'$ | $820\ h^2 + 437{,}5\ h\ S'$ |
| | 56 | $885\ h^2 + 493{,}0\ h\ S'$ | $975\ h^2 + 485{,}0\ h\ S'$ |
| $m = 10$ | 35 | $366\ h^2 + 323{,}6\ h\ S'$ | $414\ h^2 + 319{,}8\ h\ S'$ |
| | 40 | $458\ h^2 + 366{,}7\ h\ S'$ | $517\ h^2 + 361{,}9\ h\ S'$ |
| | 45 | $556\ h^2 + 409{,}2\ h\ S'$ | $625\ h^2 + 403{,}5\ h\ S'$ |
| | 50 | $663\ h^2 + 451{,}0\ h\ S'$ | $740\ h^2 + 444{,}5\ h\ S'$ |
| | 56 | $796\ h^2 + 500{,}6\ h\ S'$ | $885\ h^2 + 493{,}0\ h\ S'$ |

Le tableau III permet de résoudre un deuxième problème qui se présente encore fréquemment : Quelle hauteur $h$ convient-il de prévoir quand on veut utiliser une section d'armature S′ nécessitée par raison de construction.

Les valeurs de M du tableau III sont exprimées par un binôme de la forme :

$$Ah^2 + Bh = M$$

d'où l'on tire immédiatement :

$$h = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4\ AM}}{2\ A}$$

Enfin un 3ᵉ problème est à envisager : c'est celui où l'on veut avoir comme section S′ de métal comprimé une fraction de la sec-

tion S qu'on trouvera comme armature tendue. Il se présente par exemple dans le problème ci-après : *Déterminer la hauteur théorique* h *d'une poutre rectangulaire ou d'une dalle en tenant compte qu'on devra employer en tension et en compression des barres de même diamètre, mais avec un espacement égal, double ou triple en haut qu'en bas.* En plus des données précédentes nous poserons : $S = nS'$. Si par exemple, on prend le cas donné plus haut où $R = 1200$ ; $r = 35$ ; $m = 15$, on a trouvé :

$$S' = \frac{M - 478\,h^2}{314{,}6\,h} \quad \text{et} \quad S = \frac{M}{1200 \times 0{,}899\,h} = \frac{M}{1078\,h}$$

En remarquant que $S' = \frac{S}{n}$, on a :

$$\frac{M}{1078\,h \times n} = \frac{M - 478\,h^2}{314{,}6\,h}$$

d'où :

$$h = \sqrt{\frac{M}{478}\left(1 - \frac{0{,}292}{n}\right)}$$

Le tableau II relatif au calcul des dalles armées uniquement à l'extension donne pour les mêmes valeurs :

$$r = 35\,;\ R = 1200\,;\quad m = 15\,;\quad h = \sqrt{\frac{M}{478}}$$

La valeur de $h$, donnée par le tableau III, tend donc vers celle correspondante donnée par le tableau II, quand $n$ tend vers l'infini, c'est-à-dire quand la section des barres comprimées tend vers zéro.

### § B. — Calcul des poutres rectangulaires ajourées de grande hauteur

53. D'après la figure 38, on désignera par ;

$a$ la largeur de la poutre.

$b$ la hauteur du béton comprimé ;

$c$ la distance de la fibre neutre à l'axe de compression du béton ;

$g$ la distance de la fibre neutre à l'axe du métal comprimé.

$z$ la distance de la fibre neutre à la résultante des compressions.

Le coefficient de travail moyen du béton à la compression sera donné par $r_1 = \frac{AA' + EE'}{2}$.

on a :
$$\frac{EE'}{AA'} = \frac{OE}{OA}$$

d'où :
$$EE' = \frac{OE \times AA'}{OA} = \frac{r\ (x-b)}{x}$$

et en substituant dans la valeur de $r_1$ :

$$r_1 = \frac{r}{2} + \frac{r}{2}\left(\frac{x-b}{x}\right) = \frac{r}{2}\left(1 + \frac{x-b}{x}\right)$$

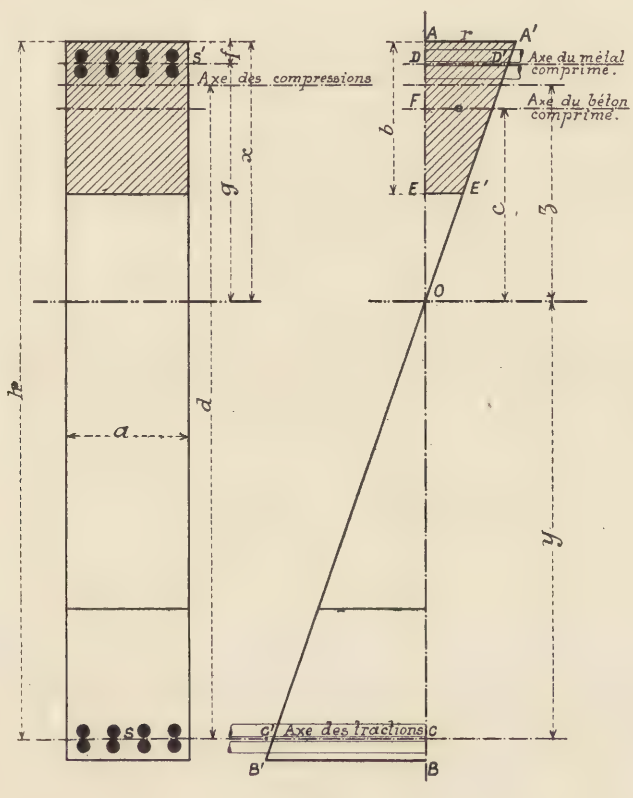



Fig. 38.

Le coefficient de travail du métal à la compression sera donné par : $R_1 = DD' = \frac{OD \times AA'}{OA} = \frac{(x-f)\,r}{x}$.

La section de béton comprimé étant $ab$, on aura comme résistance totale à la compression :

$$\overbrace{ab \times \frac{r}{2}\left(1 + \frac{x-b}{x}\right)}^{\text{Béton}} + \overbrace{mS'r\ \frac{x-f}{x}}^{\text{Métal}}$$

En écrivant toujours que la somme des pressions est égale à la somme des tensions et à l'effort normal, on aura :

$$ab \times \frac{r}{2}\left(1 + \frac{x-b}{x}\right) + mS'r\ \frac{x-f}{x} = RS = \frac{M}{d} \qquad (1)$$

Soit en désignant par A le premier terme :

$$ab \times \frac{r}{2}\left(1 + \frac{x-b}{x}\right)$$

et par B le coefficient $mr\frac{x-f}{x}$ de S' (du second terme),

$$A + BS' = \frac{M}{d} = RS \qquad (1 \text{ bis})$$

or : $d = y + z$

ou : $d = h - x + z$

$z$, étant la distance de la résultante des compressions à la fibre neutre, est donnée par :

$$z = \frac{abc + mS'g}{ab + mS'} = \frac{abc + mS'(x-f)}{ab + mS'}$$

Pour simplifier on a laissé subsister $c$ dont la valeur est de :

$$\frac{6x^2 - 6bx + 2b^2}{6x - 3b}$$

En effet $c$ étant la distance à l'axe O du centre de gravité du trapèze AA' EE', on a :

$$c = x - AF$$

Or: $$AF = b \times \frac{2\,EE' + AA'}{3\,(EE' + AA')} = b \times \frac{2\left(\frac{x-b}{x}\right) \times r + r}{3\left[\frac{x-b}{x} \times r + r\right]}$$

ou : $$AF = b \times \frac{3x - 2b}{6x - 3b}$$

D'où : $$c = x - b \times \frac{3x-2b}{6x-3b} = \frac{6x^2 - 6bx + 2b^2}{6x - 3b}$$

Connaissant $z$, on a :

$$d = h - x + \frac{abc + mS'(x - f)}{ab + mS'}$$

et par suite l'équation (1 bis) devient :

$$A + BS' = \frac{M}{d} = \frac{M \times (ab + mS')}{(h - x)(ab + mS') + abc + mS'(x - f)}$$

ou :

$$Bm(h-f)S'^2 + [mA(h-f) + Bab(h - x + c) - Mm]S' - ab[M - A(h - x + c)] = 0$$

On a en outre : $S = \dfrac{A + BS'}{R}$

*Calcul des poutres rectangulaires pleines de grande hauteur.* — Les formules précédentes peuvent être appliquées et se simplifient comme suit, si l'on remarque que pour $x = b$, on a :

$$A = \frac{ax}{2} \times r; \qquad B = \frac{m(x - f)}{x} \times r; \qquad C = \frac{2}{3}x$$

on a toujours : $$x = \frac{-m(S + S') + \sqrt{m^2(S + S')^2 + 2am(Sh + S'f)}}{a} \quad (1)$$

et : $$\frac{ax}{2} \times r + m\left(\frac{x - f}{x}\right) r S' = \frac{M}{d} \quad (2)$$

$$z = \frac{\frac{2}{3}ax^2 + mS'(x - f)}{ax + mS'} \quad (3)$$

$$d = h - x + z = h - x + \frac{\frac{2}{3}ax^2 + mS'(x - f)}{ax + mS'} \quad (4)$$

$$S = \frac{\frac{ax}{2} \times r + \frac{m(x - f)}{x} \times rS'}{R} \quad (5)$$

$$\frac{ax}{2} \times r + m\left(\frac{x - f}{x}\right) \times rS' = \frac{M(ax + mS')}{(h - x)(ax + mS') + \frac{2}{3}ax^2 + (x - f)mS'} \quad (6)$$

### § E. — Vérification des taux de travail du béton et du métal d'un hourdis armé à l'extension et à la compression.

54. — Si l'on a une poutre ou dalle rectangulaire de largeur $a$ déjà construite ou calculée par une méthode quelconque, il peut être intéressant de connaître les taux de travail du béton et du métal.

L'équation (1) donnera la valeur de $x$, l'équation (4) donnera la valeur de $d$; on tirera $r$ de (2) et R de (5).

### § F. — Applications numériques.

55. Premier exemple. — *On veut construire une dalle de 2 m. de portée, de* 0 *m.*12 *d'épaisseur et devant supporter une surcharge libre de* 1200 *kgr. par mq. Quelle armature doit-on employer, en prenant* $m = 15$ *et un dosage de* 300 *kgr. de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre?*

La dalle a à supporter une charge totale par mq. :

$$p = 1500 + 300 = 1800 \text{ kgr.}$$

D'où :
$$M = \frac{1800 \times 2^2}{8} = 900 \text{ kgm.}$$

Pour $r = 45$ kgr. (dosage de 300 kgr.), R = 1200 et $m = 15$, le tableau III donne comme équation générale :

$$713\, h^2 + 396\, h S' = M$$

On a ici :
$$h = 12 - 2 = 10 \text{ cm.}$$

d'où :
$$713 \times \overline{10}^2 + 396 \times 10 \times S' = 900 \times 100 \text{ kg.cm.}$$

d'où :
$$S' = \frac{90000 - 71300}{3960} = 4{,}72 \text{ cm}^2.$$

La section S de métal à l'extension sera donnée par la formule générale :

$$S = \frac{M}{\left(h - \frac{x}{3}\right) R}$$

qui devient pour $x = 0{,}360\, h$ (tableau I) :

$$S = \frac{90000}{0{,}880 \times 10 \times 1200} = 8{,}52 \text{ cm}^2.$$

A l'extension, on pourra employer des barres de 10 mm. section 0 cm.79 à l'écartement de :

$$\frac{0{,}79 \times 100}{8{,}52} = 9 \text{ cm.}$$

A la compression, on conservera ce même écartement afin de pou-

voir relier les deux armatures tendues et comprimées par des étriers verticaux ; on devra par suite employer des barres de 8 mm., ce qui donnera une section totale de $0{,}50 \times 11 = 5{,}55$ cm² au lieu de celle 4,72 nécessaire.

Deuxième exemple. — *Il a été construit une poutre rectangulaire mesurant 0 m. 40 de large, 0 m. 50 de haut et 5 m. de portée libre entre appuis ; l'armature se compose à la partie inférieure de 5 barres de 30 mm. placées à 0 m. 050 du nu du béton et à la partie supérieure de 5 barres de 20 mm. placées également à 0 m. 05 du nu du béton. Etant donné que cette poutre supporte en plus de son poids propre une charge de 10000 kgr. en son milieu, on demande quel est le taux de fatigue des matériaux, en prenant $m = 15$.*

On a : $a = 40$ cm. ; $m = 15$

$h = 50 - 5 = 45$ ; $f = 5$ cm.

$S = 35{,}30$ cm² (5 ronds de 30)

$S' = 15{,}70$ cm² (5 ronds de 20)

L'équation (1) donne :

$$x = \frac{-15\,(35{,}30 + 15{,}70) + \sqrt{\overline{15}^2\,(35{,}3 + 15{,}70)^2 + 2 \times 40 \times 15\,(35{,}3 \times 45 + 15{,}7 \times 5)}}{40}$$

soit : $$x = \frac{-765 + \sqrt{585225 + 2000400}}{40}$$

ou : $$x = 21$$

D'autre part le poids propre par mètre courant de poutre étant de $0{,}400 \times 0{,}500 \times 2500$ kgr. $= 500$ kgr., le moment fléchissant sera :

$$M = \frac{500 \times \overline{5}^2}{8} + \frac{10000 \times 5}{4}$$

soit : $$M = 14062 \text{ kgm.}$$

L'équation (4) donne :

$$d = 45 - 21 + \frac{\frac{2}{3} \times 40 \times \overline{21}^2 + 15 \times 15{,}70\,(21 - 5)}{(40 \times 21) + (15 \times 15{,}70)}$$

soit : $$d = 24 + \frac{11760 + 3763}{840 + 235{,}5} = 24 + \frac{15528}{1075{,}5}$$

ou : $$d = 24 + 14{,}4 = 38{,}4$$

L'équation (2) donne :

$$r = \frac{M}{d\left(\frac{ax}{2} + \frac{m(x-f)}{x} \times S'\right)}$$

soit :

$$r = \frac{14062 \times 100}{38{,}4\left(\frac{40 \times 21}{2} + \frac{15(21-5)}{21} \times 15{,}7\right)}$$

$$r = \frac{14062 \times 100}{38{,}4\,(420 + 179{,}4)}$$

$$r = \frac{1.406.200}{23017}$$

$$r = 61.1 \text{ kgr. par cm}^2.$$

L'équation (5) donnera :

$$R = \frac{\frac{ax}{2} + \frac{m(x-f)S'}{x}}{S} \times r$$

soit :

$$R = \frac{\frac{40 \times 21}{2} + \frac{15(21-5)}{21} \times 15{,}70}{35{,}3}$$

$$R = \frac{(420 + 179.4)\,61.1}{35{,}3}$$

$$R = \frac{36623{,}3}{35{,}3}$$

$$R = 1037 \text{ kgr. par cm}^2.$$

### III. — CALCUL DES HOURDIS NERVURÉS ARMÉS A L'EXTENSION.

#### § A. — **Détermination de la fibre neutre.**

56. On désigne par hourdis nervurés les planchers constitués par des poutres rectangulaires placées de distance en distance et réunies à leur partie supérieure par un hourdis dont la section est utilisée pour la résistance à la compression, comme l'indique la fig. 39. C'est le cas qui se présente le plus fréquemment, car il donne à la fois la forme la plus économique et la plus légère. Il convient de remarquer tout d'abord que d'après les *Instructions*

*ministérielles* on ne doit pas compter sur toute la section de hourdis pour la résistance à la compression. Si $b$ désigne la distance d'axe en axe des poutres, la largeur $a$ que l'on doit compter comme efficace et comme faisant partie intégrale de la poutre, est la plus faible des deux quantités : $a = 0{,}75\,b'$, ou $a = \frac{1}{3}\,l$, $l$ étant la distance d'axe en axe des appuis de la nervure.

Dans les calculs qui vont suivre on supposera toujours que la sec-

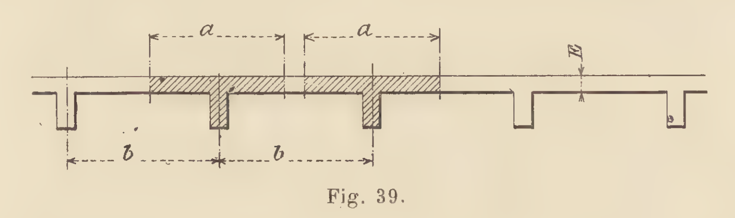



Fig. 39.

tion comprimée de la poutre est égale à $aE$ c'est-à-dire que la fibre neutre passe au-dessous ou tout au moins se confond avec l'arête inférieure du hourdis ; dans le cas contraire, où elle passerait à l'intérieur du hourdis, on retomberait dans le calcul des dalles ou des poutres rectangulaires donné plus haut.

1[er] Cas. — *La fibre neutre passe au-dessous du hourdis* (fig. 40).

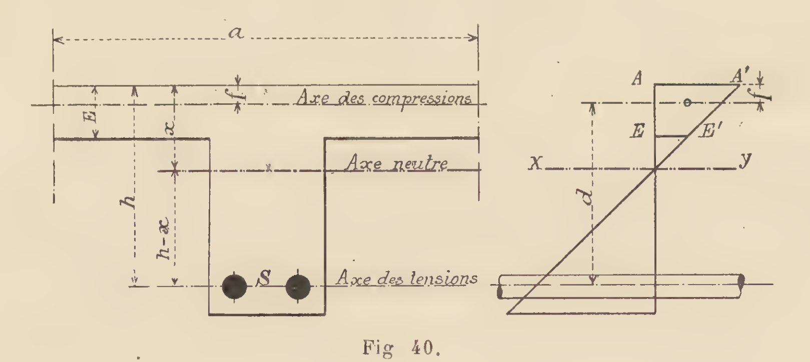



Fig 40.

— La formule générale donnant la position de la fibre neutre est d'après ce qui a été démontré précédemment :

$$x = \frac{mr}{R + mr} \times h$$

Mais ici il faut remarquer que le travail $r$ du béton ne peut être fixé à l'avance suivant le dosage, comme dans les hourdis, car il dépend à la fois de la section $aE$ et de la distance $x$ de la fibre neutre à la fibre extrême.

Dans le cas actuel d'un hourdis nervuré le travail moyen du béton est :

$$r_1 = \frac{M}{aEd}$$

et le travail maximum du béton (sur la fibre extrême) est :

$$r = \frac{M}{aEd} \times \frac{x}{x - \frac{E}{2}}$$

Or on a : $d = h - f$.

$$f = \frac{2EE' + AA'}{3(AA' + EE')} \times E$$

et pour $AA' = r$ et $EE' = \frac{r(x - E)}{x}$

$$f = \frac{2(x - E) + x}{3(2x - E)} \times E = \frac{(3x - 2E)E}{3(2x - E)}$$

D'où :

$$d = h - \frac{3x - 2E}{3(2x - E)} \times E$$

Soit :

$$d = \frac{3(2x - E)h - E(3x - 2E)}{3(2x - E)} \qquad (1)$$

Si dans l'équation donnant la valeur de $r$, on remplace $d$ par sa valeur dans (1), on aura :

$$r = \frac{3M(2x - E)x}{aE\left(x - \frac{E}{2}\right)[3h(2x - E) - E(3x - 2E)]} \qquad (2)$$

En remarquant que la formule générale donnant la position de la fibre neutre peut s'écrire :

$$x = \frac{h}{1 + \frac{R}{mr}} \qquad (3)$$

On posera :

$$x = \frac{h}{1 + \frac{R a E \left(x - \frac{E}{2}\right) [3h (2x - E) - E (3x - 2E)}{3Mmx (2x - E)}}$$

D'où l'on tire l'équation du second degré :

$$3 [2Mm + aRE (2h - E)] x^2 - [3Mm (2h + E) + RaE^2 (6h - 3.5E)] x$$
$$+ E [3Mmh + RaE^2 (1.5h - E)] = 0$$

Si l'on pose : $A = 2Mm + aRE (2h - E)$,
$B = 3Mm (2h + E) + RaE^2 (6h - 3.5E)$,
$C = 3Mmh + RaE^2 (1.5\,h - E)$,

on aura :

$$x = \frac{- B \pm \sqrt{B^2 - 12AC}}{6A}$$

Ainsi qu'on le voit, la formule exacte donnant la position de la fibre neutre dans une poutre quelconque conduit à des calculs assez longs et serait par suite d'un usage peu pratique. Nous allons examiner maintenant quelles sont les modifications qu'on pourrait y apporter tout en conservant une approximation très suffisante.

Formule approchée. — On a $d = h - f$ ; $f$ est la distance du centre de gravité du trapèze AA'EE' (fig. 41) à la fibre extrême com-

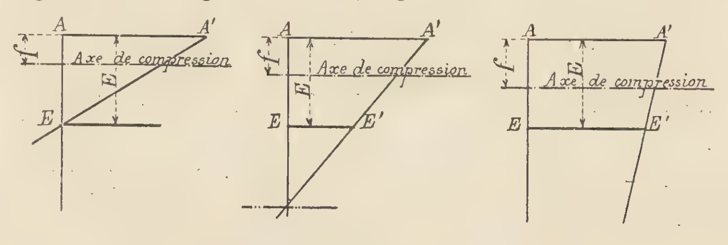



Fig. 41.

primée. A sa valeur exacte qui conduit à une expression complexe on peut substituer une valeur plus simple et très approximative.

En effet si l'on prend les deux limites extrêmes de la position de la fibre neutre, on voit que lorsque celle-ci se confond avec l'arête inférieure du hourdis le trapèze AA'EE' se réduit au triangle AA'E et $f = \frac{1}{3} E$ ; d'autre part lorsque la hauteur de la poutre sera très

grande par rapport à l'épaisseur du hourdis, le trapèze AA'EE' pourra être assimilé à un rectangle et l'on aura : $f = \frac{1}{2}$ E ; $f$ varie donc de $\frac{1}{3}$ E à $\frac{1}{2}$ E, limites d'ailleurs assez rapprochées et si on lui attribue une valeur moyenne telle que :

$$f = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{3}\ \mathrm{E} + \frac{1}{2}\ \mathrm{E}\right) = \frac{5}{12}\ \mathrm{E}$$

l'erreur commise sera donc de $\frac{1}{12}$ à la limite extrême. On aura donc :

$$d = h - \frac{5}{12}\ \mathrm{E}$$

$$\text{et} \quad r = \frac{24\mathrm{M}x}{a\mathrm{E}\ (12h - 5\mathrm{E})\ (2x - \mathrm{E})}$$

La formule (1) devient alors :

$$x = \frac{h}{1 + \frac{\mathrm{R}a\mathrm{E}\left(h - \frac{5}{12}\ \mathrm{E}\right)\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right)}{\mathrm{M}mx}}$$

D'où, toute réduction faite :

$$x = \frac{4{,}8\ \mathrm{M}mh + a\mathrm{RE}^2\ (2{,}4\ h - \mathrm{E})}{4{,}8\ \mathrm{M}m + 2a\mathrm{RE}\ (2{,}4\ h - \mathrm{E})} \qquad (4)$$

Cette formule beaucoup plus simple sera celle employée par la suite.

2e Cas. — *La fibre neutre se confond avec l'arête inférieure du hourdis.*

Dans ce cas :

$$x = \mathrm{E}$$

$$f = \frac{\mathrm{E}}{3}$$

$$d = h - f = h - \frac{\mathrm{E}}{3}$$

L'équation fondamentale (3) devient :

$$\mathrm{E} = \frac{h}{1 + \frac{\mathrm{R}}{mr}}$$

Et comme on a :

$$r = \frac{2M}{\left(h - \frac{E}{3}\right)Ea}$$

On en déduit :

$$E = \frac{2Mmh}{2Mm + aREh - \frac{aRE^2}{3}}$$

D'où :

$$h = \frac{6Mm - aRE^2}{2Mm - aRE^2} \times E \qquad (5)$$

Cette formule permet de déterminer la hauteur minima qu'il convient de donner aux nervures pour que l'axe neutre, ne passant jamais à l'intérieur du hourdis, celui-ci puisse être utilisé entièrement pour la résistance à la compression de la nervure.

### B. — Calcul de la hauteur minima des poutres armées uniquement à l'extension.

57. Etant donné le travail minimum $r$ que l'on veut obtenir sur la fibre extrême comprimée, il est facile de déterminer la hauteur théorique $h$ minima d'une poutre armée à l'extension. L'équation générale :

$$x = \frac{mr}{R + mr} \times h$$

peut en effet s'écrire si l'on connaît $m$, R et $r$ :

$$x = nh$$

Si maintenant dans la formule :

$$r = \frac{24Mx}{aE\ (12h - E)\ (2x - E)}$$

trouvée précédemment, on remplace $x$ par sa valeur on trouve :

$$r = \frac{24Mnh}{aE\ (12h - 5E)\ (2nh - E)}$$

D'où :

$$24naErh^2 - [(10n + 12)aE^2r + 24Mn]h + 5aE^3r = 0 \qquad (6)$$

En attribuant à $r$ les valeurs correspondantes au dosage choisi, il sera facile de déterminer dans tous les cas la hauteur minima à donner aux nervures armées seulement à l'extension.

### § C. — Calcul de la section de métal.

58. La formule générale donnant la section de métal de la nervure est :

$$S = \frac{M}{R \times d}$$

La valeur de $d$ est déterminée comme suit :

1° Si la fibre neutre se confond avec la face inférieure du hourdis, c'est-à-dire si l'on donne à $h$ la valeur de l'équation (5),

soit : $$h = \frac{6Mm - aRE^2}{2Mm - aRE^2} \times E$$

On aura : $$d = h - \frac{E}{3}$$

D'où : $$S = \frac{M}{R\left(h - \frac{E}{3}\right)} \qquad (6)$$

Le travail du béton sur la fibre extrême est :

$$r = \frac{2M}{aE\left(h - \frac{E}{3}\right)}$$

2° Si la fibre neutre passe au-dessus de la face inférieure du hourdis, c'est-à-dire si l'on donne à $h$ une valeur supérieure à celle de l'équation (5), on déterminera sa position au moyen de l'équation (4) :

$$x = \frac{4{,}8\ Mmh + RaE^2\,(2{,}4h - E)}{4{,}8\ Mm + 2\,RaE\,(2{,}4h - E)}$$

et la valeur de $d$ par (1) :

$$d = \frac{3(2x - E)\,h - E\,(3x - 2E)}{3(2x - E)}$$

Le travail du béton comprimé sur la fibre extrême sera :

$$r = \frac{M}{d \times a \times E} \times \frac{x}{x - \frac{E}{2}}$$

### § D. — **Vérification du taux de travail du métal et du béton dans une poutre quelconque armée à l'extension.**

59. Enfin il peut se présenter le cas où une poutre armée étant déjà établie suivant une méthode de calcul quelconque, on veut déterminer les coefficients de travail du métal et du béton en se conformant aux *Instructions ministérielles*. La section comprimée de la poutre étant $a$E, le moment de cette section par rapport à l'axe neutre étant $aE\left(x - \frac{E}{2}\right)$ et le moment de la section de métal étant $mS\,(h - x)$ ; on aura :

$$aE\left(x - \frac{E}{2}\right) = mS\,(h - x)$$

d'où :

$$x = \frac{2\,mSh + aE^2}{2\,(aE + mS)} \qquad (7)$$

D'autre part si l'on écrit que le travail de la partie comprimée est égal à celui de la partie tendue et à l'effort produit par le couple fléchissant, on aura :

$$aEr_1 = RS = \frac{M}{d}$$

$r_1$ étant le travail moyen du béton du hourdis et $d$ étant donné par :

$$d = \frac{3\,(2x - E)\,h - E\,(3x - 2E)}{3\,(2x - E)}$$

De l'équation générale posée plus haut, on tire :

$$r_1 = \frac{M}{a \times E \times d}$$

et :

$$R = \frac{M}{d \times S} = \frac{3M\,(2x - E)}{S[3(2x - E)h - E(3x - 2E)]} \qquad (8)$$

Le coefficient $r$ du béton sur la fibre extrême sera donné par :

$$r = r_1 \times \frac{x}{x - \frac{E}{2}} = \frac{Mx}{aEd\left(x - \frac{E}{2}\right)}$$

$$r = \frac{3\,Mx\,(2x - E)}{aE\left(x - \frac{E}{2}\right)[3(2x - E)h - E)\,(3x - 2E)]} \qquad (9)$$

Les formules (8) et (9) permettront de déterminer les coefficients de travail $r$ et R des matériaux dans une poutre quelconque armée à l'extension. D'autre part on peut déduire également des mêmes formules le moment de résistance d'une poutre déterminée. En effet si l'on suppose dans (8) le coefficient R atteint pour le métal à l'extension, on aura :

$$M' = \frac{RS[3(2x - E)h - E(3x - 2E)]}{3(2x - E)} \qquad (10)$$

et si d'autre part on suppose dans (9) le coefficient $r$ atteint pour le béton comprimé, on aura :

$$M = \frac{raE\left(x - \frac{E}{2}\right)[3(2x - E)h - E(3x - 2E)]}{3x(2x - E)} \qquad (11)$$

L'un et l'autre des coefficients R et $r$ ne devant être dépassés, on prendra pour moment de résistance M de la poutre la plus faible des valeurs M′ et M″.

### § E. — Calcul de la hauteur économique à donner aux poutres.

60. Dans la plupart des cas où la hauteur des poutres n'est pas fixée par les conditions mêmes du projet il est utile de déterminer par un premier calcul approximatif quelle est la valeur de $h$ qui correspond au maximum d'économie. En désignant par H la saillie de la poutre, par $g$ la distance de l'axe des armatures tendues à la face extrême tendue de la nervure, on a en effet comme effort de tension (fig. 42) :

$$F = \frac{M}{d} = \frac{M}{h - f} = \frac{M}{H + E - (f + g)}$$

or $f + g$ étant presque toujours sensiblement égal à E, on peut écrire avec une approximation suffisante pour ce que nous cherchons :

$$F = \frac{M}{H} \qquad \text{et} \qquad S = \frac{F}{R} = \frac{M}{HR}$$

Si maintenant on évalue le prix approximatif de la nervure ABCD contenant la section S de métal et d'après des prix de base quel-

conques : X pour le mètre cube de béton, coffrages et enduits compris ;

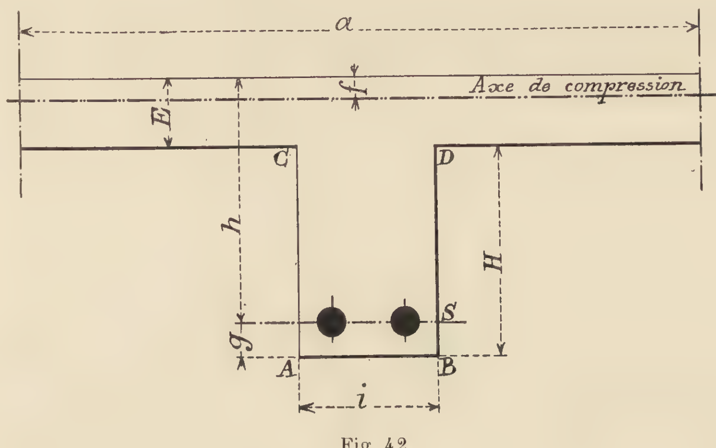



Fig. 42.

Y pour le kilogramme de métal, toutes façons comprises, on trouve en appelant $i$ la largeur de la poutre :

prix du béton : $XHi$

et comme prix du métal :

$$0{,}78\ S \times Y$$

ou en remplaçant S par : $\frac{M}{HR}$

$$\frac{0{,}78\ MY}{HR}$$

Le prix total sera donc :

$$iHX + \frac{0{,}78\ MY}{HR}$$

et considérant H comme la seule variable, le minimum de cette fonction sera donné par :

$$iX - \frac{0{,}78\ MY}{RH^2} = 0$$

D'où : $H = \sqrt{\frac{0{,}78\ MY}{iRX}} = \sqrt{\frac{0{,}78\ Y}{iRX}} \times \sqrt{M}$

Le prix minimum de la poutre répondant à cette saillie H sera :

$$i\sqrt{\frac{0{,}78\mathrm{MY}}{i\mathrm{RX}}}\times \mathrm{X} + \frac{0{,}78\mathrm{MY}}{\mathrm{R}}\times\sqrt{\frac{i\mathrm{RX}}{0{,}78\mathrm{MY}}}$$

ou :

$$2i\sqrt{\frac{0{,}78\mathrm{MY}}{i\mathrm{RX}}}\times \mathrm{X}$$

car il est facile de voir que le second terme est égal au premier, ce qui montre que le maximum d'économie est réalisé lorsque le prix du métal est égal au prix du béton, et ce prix, toute réduction faite, est égal à :

$$\left(2\sqrt{\frac{0{,}78i\mathrm{XY}}{\mathrm{R}}}\right)\times\sqrt{\mathrm{M}}$$

Le premier facteur est constant pour un même taux de travail maximum permis pour R, pour une même largeur de poutre et pour des prix unitaires donnés de béton et d'acier ; le prix des poutres dont la saillie est prévue proportionnelle à $\sqrt{\mathrm{M}}$, est donc lui-même proportionnel à $\sqrt{\mathrm{M}}$.

## § F. — Applications numériques.

61. Premier exemple. — *Calculer un élément de plancher nervuré de 6 m. de portée entre murs, les poutres étant espacées de 1 m. 50 d'axe en axe ; la surcharge doit être de 1000 kgr. par mètre carré et le dosage de 300 kgr. de ciment ; on suppose* m = *15.*

On calculera d'abord le hourdis qu'on supposera partiellement encastré sur les poutres par suite des dispositions spéciales de l'armature ; on a, si on suppose *a priori* une épaisseur de 0,08 afin de se fixer sur le poids propre :

portée 1 m. 50 ; charge totale par mètre :

| | |
|---|---|
| Surcharge . . . . . . . . . . . | 1000 kgr. |
| Poids propre : 0,08 × 2500 = . . | 200 — |
| Total . . . . | 1200 kgr. |

$$\text{Moment fléchissant : } \mathrm{M} = \frac{1200\times \overline{1{,}50}^2}{10} = 270\,\text{kgm.} = 27.000\ \text{kgcm.}$$

$$\text{Hauteur théorique : } h = \sqrt{\frac{27000}{713}} = 6\ \text{cm. } 15$$

Epaisseur totale : E = 6,15 + 1,85 = 8 cm.

Section de métal : S = 0,675 × 6,15 = 4 cm² 15

Soit des barres de 8 mm. à l'écartement de :

$$\frac{0{,}50 \times 100}{4{,}15} = 12 \text{ cm.}$$

Pour les nervures de 6 m. de portée nous prévoirons une saillie de 0 m. 12 × 0 m. 40 ; leur charge totale par mètre courant est :

| | |
|---|---|
| Surcharge et poids propre du hourdis : 1,50 × 1200 = | 1800 kgr. |
| Poids propre de la poutre : 0,12 × 0,40 × 2500 = . | 120 kgr. |
| Total . . . . . . | 1920 kgr. |

Moment fléchissant : $M = \dfrac{1920 \times \overline{6}^2}{8} = 8640 \text{kgm.}$

On a pour une distance d'axe en axe des poutres de 150 cm.

$$a = \frac{150 \times 3}{4} = 112{,}5$$

et d'autre part : $h = 40 + 8 - 5 = 43$ ; E = 8 ; La fibre neutre est donnée d'après (3) par :

$$x = \frac{4{,}8 \times 8640 \times 100 \times 15 \times 43 + 1200 \times 112{,}5 \times \overline{8}^3 \times (2{,}4 \times 43 - 8)}{4{,}8 \times 8640 \times 100 \times 15 + 2 \times 1200 \times 112{,}5 \times 8 \times (2{,}4 \times 43 - 8)}$$

$$x = 13{,}6$$

Le bras de levier $d$ du couple fléchissant est donné par (1)

$$d = \frac{3\,(2 \times 13{,}6 - 8) \times 43 - 8\,(3 \times 13{,}6 - 2 \times 8)}{3\,(2 \times 13{,}6 - 8)} = 39{,}6$$

Et la section de métal par :

$$S = \frac{M}{R \times d} = \frac{8640 \times 100}{1200 \times 39{,}6} = 18 \text{ cm}^2\ 18$$

On prévoira par exemple deux ronds de 34 donnant une section de 18 cm² 14.

Enfin le travail maximum du béton sur la fibre la plus comprimée est :

$$r = \frac{8640 \times 100}{39{,}6 \times 112{,}5 \times 8} \times \frac{13{,}6}{13{,}6 - \dfrac{8}{2}} = 34 \text{ kgr. } 3$$

2[e] EXEMPLE. — *Il a été construit un élément de plancher nervure constitué comme suit : largeur de la semelle supérieure* 2 *m.* 52 ; *épaisseur de la semelle* 0 *m.* 10 ; *hauteur théorique de la poutre* 0 *m.* 50 ; *armature tendue :* 2 *ronds de* 40 *mm. soit* 25 *cm*$^2$ 13 ; *portée* 6 *m. La nervure étant appelée à résister à un moment de* 15000 *kgm. on demande quelle est la fatigue des matériaux.*

On a ici :

$$a = \frac{3}{4} \times 252 = 189$$

et d'après (7)

$$x = \frac{2 \times 15 \times 25{,}13 \times 50 + 189 \times \overline{10}^2}{2\,(189 \times 10 + 15 \times 25{,}13)} = 12{,}5$$

Le travail du béton sur la fibre extrême est donné d'après (9) par :

$$r = \frac{3 \times 15000 \times 100 \times 12{,}5\,(2 \times 12{,}5 - 10)}{189 \times 10 \times (12{,}5 - 5) \times [3\,(2 \times 12{,}5 - 10) \times 50 - 10\,(3 \times 12{,}5 - 2 \times 10)]}$$
$$= 28 \text{ kgr., } 7 \text{ par cm}^2$$

Le travail du métal à l'extension est d'après (8)

$$R = \frac{3 \times 15000 \times 100 \times (2 \times 12{,}5 - 10).}{25{,}13\,[3\,(2 \times 12{,}5 - 10) \times 50 - 10\,(3 \times 12{,}5 - 2 \times 10)]}$$
$$= 1294 \text{ kgr.}$$

## IV. — CALCUL DES HOURDIS NERVURÉS ARMÉS A L'EXTENSION ET A LA COMPRESSION.

### §. A. — Détermination de la fibre neutre.

62. D'après la fig. 43 nous désignerons, en plus des notations précédentes, par :

$S_1$ la section de métal à la compression ;

$r_1$ le travail moyen du béton comprimé ;

$R_1$ le coefficient de travail du métal à la compression.

Les sections de métal S et $S_1$ devant être remplacées par une section de béton $m$ fois plus grande, on a :

Section comprimée de la poutre : $aE + mS_1$.

Section tendue : $mS$.

Et écrivant que les moments de ces deux sections par rapport à l'axe neutre sont égaux, on a :

$$aE\left(x - \frac{E}{2}\right) + mS_1(x - f) = mS(h - x) \qquad (1)$$

Dans les calculs qui vont suivre, on supposera que l'axe du métal à la compression se confond avec celui du béton, condition qu'il est d'ailleurs toujours possible de réaliser en pratique. Lorsque les

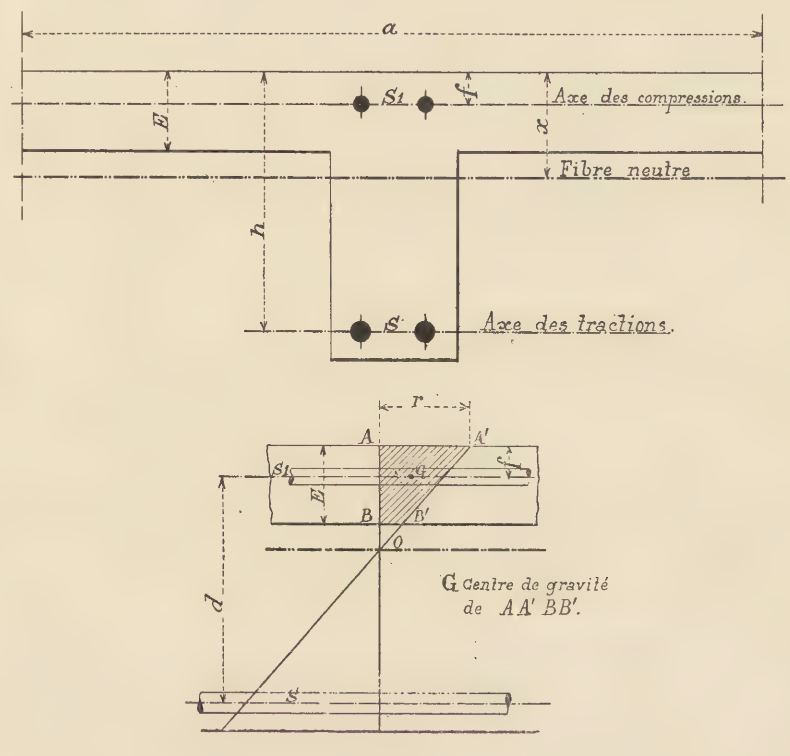



Fig. 43.

conditions du projet le permettront, on pourra obtenir une résistance légèrement supérieure à celle des calculs ci-après en disposant l'axe des aciers au-dessus de l'axe de compression, mais il est prudent de ne pas compter sur ce léger supplément de résistance d'ailleurs très faible et qu'on ne peut obtenir que dans certains cas.

Si l'on écrit maintenant que le travail de la partie comprimée est

égal à celui de la partie tendue et à l'effort du couple fléchissant, on a :

$$aEr_1 + S_1R_1 = RS = \frac{M}{d} \qquad (2)$$

or :

$$r_1 = \frac{r\left(x - \frac{E}{2}\right)}{x}$$

$$R_1 = \frac{mr\,(x - f)}{x}$$

en remplaçant dans (2) :

$$\frac{aEr\left(x - \frac{E}{2}\right)}{x} + \frac{mrS_1\,(x - f)}{x} = RS$$

et en divisant les deux membres par $\frac{r}{x}$ :

$$aE\left(x - \frac{E}{2}\right) + mS_1\,(x - f) = \frac{RSx}{r}$$

Comparant cette égalité avec (1) on trouve :

$$\frac{RSx}{r} = mS\,(h - x)$$

et

$$x = \frac{h}{1 + \frac{R}{mr}} \qquad (3)$$

formule identique à celle qui avait été trouvée pour les hourdis à simple ou double armature.

### §. B. — Calcul de la section de métal à l'extension.

63. Les deux dernières égalités de l'équation (2)

$R \times S = \frac{M}{d}$ donnent : $S = \frac{M}{d \times R}$ ;

or $d = h - f$, et $f$ représentant la distance du centre de gravité du trapèze AA'BB' à la face supérieure AA', on a :

$$f = \frac{E\,(3x - 2E)}{3(2x - E)} \qquad (4)$$

Remarquant que si l'on impose les valeurs de $r$, R et $m$, $x$ est donné immédiatement par l'équation :

$$x = \frac{h}{1 + \dfrac{R}{mr}} \qquad (3)$$

et si en outre, on se donne E, $f$ est donc obtenu facilement et par suite : $d = h - f$.

Connaissant $d$, on obtient immédiatement la section des armatures tendues :

$$S = \frac{M}{dR} \qquad (5)$$

§ C. — **Calcul de la section de métal à la compression.**

64. De l'équation (2) on tire :

$$S_1 = \frac{\dfrac{M}{d} - aEr_1}{R_1} \qquad (6)$$

On vient de trouver $d$ ; pour calculer $r_1$, on appliquera l'équation :

$$r_1 = \frac{r\left(x - \dfrac{E}{2}\right)}{x} \qquad (7)$$

et pour calculer $R_1$ on appliquera l'équation :

$$R_1 = \frac{mr(x - f)}{x} \qquad (8)$$

dans laquelle $r$ est imposé, $x$ et $f$ ont été calculés plus haut.

§ D. — **Armatures symétriques ou dissymétriques.**

65. Si l'on veut réaliser une poutre à armatures symétriques, cas qui se présente fréquemment, on fera : $S = S_1$ dans les équations (5) et (6) c'est-à-dire que l'on posera :

$$\frac{M}{dr} = \frac{\dfrac{M}{d} - aEr_1}{R_1}$$

D'où l'on tire :

$$d = \frac{M}{aE} \times \frac{R - R_1}{Rr_1} \qquad (9)$$

On se donne généralement $h$.

L'équation (3) donnera $x$ pour des valeurs déterminées de $r$, $R$ et $m$. La valeur de E a été choisie pour le hourdis en raison de sa portée et de sa surcharge ; les équations (7) et (8) donneront par suite $r_1$ et $R_1$ et dans cette valeur $f$ sera obtenue à l'aide de l'équation (4) ; on calculera donc aisément la valeur de $d$ par l'équation (9), et l'équation (5) donnera : $S = S_1$ dans ce cas.

Si l'on veut obtenir une poutre à armatures dissymétriques de telle façon que la section du métal comprimé soit une fraction déterminée d'avance de la section tendue, on posera : $S_1 = \alpha S$, d'où en raison des équations (5) et (6) :

$$\frac{\frac{M}{d} - aEr_1}{R_1} = \frac{\alpha M}{dr} \quad \text{d'où :} \quad d = \frac{M}{aE} \times \frac{R - \alpha R_1}{Rr_1} \qquad (10)$$

et l'on suivra la même marche que plus haut pour calculer S et $S_1$.

Enfin et de même si l'on veut se donner $S_1$ à l'avance, l'équation (6) donnera :

$$d = \frac{S_1R_1 + aEr_1}{M} \qquad (11)$$

et $d$ étant connu, on aura S par l'équation (5).

### § E. — Vérification des taux de travail du béton et du métal dans une poutre quelconque armée à l'extension et à la compression.

66. Une poutre ayant déjà été calculée ou construite suivant une méthode quelconque, il peut être intéressant de se rendre compte des coefficients de travail obtenus sur les fibres extrêmes en appliquant les données des *Instructions ministérielles*.

En écrivant que les moments des sections au-dessus et au-dessous de l'axe neutre sont égaux, on a (fig. 44) :

$$aE\left(x - \frac{E}{2}\right) + mS_1(x - f_1) = mS(h - x)$$

d'où :

$$x = \frac{m(Sh + S_1 f_1) + \frac{a\,E^2}{2}}{aE + 15(S + S_1)} \qquad (12)$$

En écrivant d'autre part que le travail de la partie comprimée

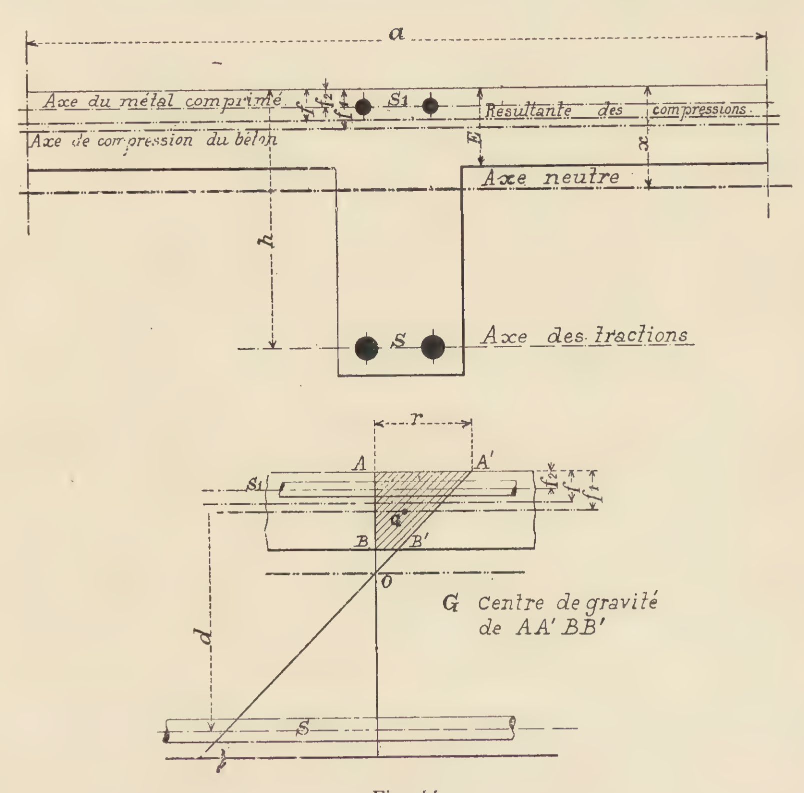



Fig. 44.

est égal à celui de la partie tendue et à l'effort du couple fléchissant :

$$aE \times \left(\frac{AA' + BB'}{2}\right) + mS_1 \times CC' = R \times S = \frac{M}{d}$$

or :

$$\frac{AA' + BB'}{2} = \frac{r\left(x - \frac{E}{2}\right)}{x}$$

$$CC' = \frac{r\,(x - f_2)}{x}$$

d'où :
$$\frac{a\mathrm{E}r\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right)}{x} + \frac{m\mathrm{S}_1 r\,(x - f_2)}{x} = \mathrm{RS} = \frac{\mathrm{M}}{d} \qquad (13)$$

Or $d = h - f$; et si l'on prend les moments des efforts de compression :

$$\frac{a\mathrm{E}r\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right)}{x} \text{ et } \frac{m\mathrm{S}_1 r\,(x - f_2)}{x}$$

par rapport à l'arête supérieure AA′, on aura :

$$a\mathrm{E}r\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right)f_1 + m\mathrm{S}_1 r\,(x - f_2)\,f_2 = \left[a\mathrm{E}r\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right) + m\mathrm{S}_1 r\,(x - f_2)\right]f$$

d'où :
$$f = \frac{a\,\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right)f_1 + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)\,f_2}{a\,\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right) + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)} \qquad (14)$$

et :

$$\frac{\mathrm{M}}{d} = \frac{\mathrm{M}\left[a\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right) + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)\right]}{h\left[a\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right) + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)\right] - a\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right)f_1 + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)\,f_2}$$

l'équation (13) devient donc :

$$\frac{r}{x} = \frac{\mathrm{M}}{h\left[a\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right) + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)\right] - a\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right)f_1 + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)\,f_2}$$

d'où en remarquant que :

$$f_1 = \frac{\mathrm{E}\,(3x - 2\mathrm{E})}{6x - 3\mathrm{E}}$$

$$r = \frac{\mathrm{M}x}{h\left[a\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right) + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)\right] - a\mathrm{E}^2\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right)\left(\frac{3x - 2\mathrm{E}}{6x - 3\mathrm{E}}\right) + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)\,f_2} \qquad (15)$$

$$\mathrm{R} = \frac{\mathrm{M}\left[a\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right) + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)\right.}{\mathrm{S}h\left[a\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right) + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)\right] - a\mathrm{E}^2\mathrm{S}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right)\left(\frac{3x - 2\mathrm{E}}{6x - 3\mathrm{E}}\right) + m\mathrm{S}_1 f_2\mathrm{S}\,(x - f_2)} \qquad (16)$$

## § F. — Applications numériques.

67. Premier exemple. — *Calculer un élément de plancher d'après les données suivantes : portée entre murs : 10 m. ; espacement des poutres d'axe en axe: 2 m. ; hauteur totale dont on dispose pour l'épaisseur du plancher compris hourdis : 0 m. 50 ; charge par mètre carré 1000 kgr. ; dosage 300 kgr. de ciment par mètre cube de béton.*

On calculera d'abord le hourdis comme suit : charge totale par mètre carré :

| | |
|---|---|
| Surcharge . . . . . . . . . . . | 1000 kgr. |
| Poids propre : 0,11 × 2500 = . . | 275 — |
| Total . . . . | 1275 kgr. |

Moment fléchissant : $M = \dfrac{1275 \times \overline{2}^{5}}{10} = 510$ kgr. ou $510 \times 100$ kgcm.

Hauteur théorique : $h = \sqrt{\dfrac{510 \times 100}{713}} =$ 8 cm. 46

Epaisseur totale : $E = 8{,}46 + 2{,}54 = 11$ cm.

Section de métal à l'extension : $S = 0{,}675 \times 8{,}46 = 5{,}71$ cm²

On prévoira par exemple des barres de 10 mm. section 0,79 cm² à l'écartement de :

$$\frac{0{,}79 \times 100}{5{,}71} = 13{,}8 \text{ cm.}$$

Pour le calcul des poutres on a :
portée 10 m. ; saillie 0 m. 50 — 0,11 = 0,39.

Charge totale par mètre courant :

| | |
|---|---|
| Surcharge et poids du hourdis : 2 m. × 1275 = . . . | 2550 kgr. |
| Poids propre de la poutre : 0,30 × 0,39 × 2500 = . | 293 — |
| Total . . . | 2843 kgr. |

Moment fléchissant $M = \dfrac{2843 \times \overline{10}^{2}}{8} = 35538$ kgm. ou $35538 \times 100$ kgcm.

La largeur intéressée à la compression de la poutre est :

$a = 0{,}75 \times 200 = 150$ cm ; on a : $h = 50 - 5 = 45$ cm,
et : $x = 0{,}360\,h = 0{,}360 \times 45 = 16{,}2$ cm.

On aura successivement :

(4) $$f = \frac{11\,(3 \times 16{,}2 - 2 \times 11)}{3\,(2 \times 16{,}2 - 11)} = 4{,}56 \text{ cm.}$$

$$d = h - f = 45 - 4{,}56 = 40{,}44$$

(5) $$S = \frac{35538 \times 100}{40{,}44 \times 1200} = 73{,}2 \text{ cm}^2$$

(7) $$r_1 = \frac{45\left(16{,}2 - \frac{11}{2}\right)}{16{,}2} = 29.72 \text{ kgr.}$$

(2) $$R_1 = \frac{15 \times 45\,(16{,}20 - 4{,}56)}{16{,}2} = 485 \text{ kgr.}$$

(6) $$S_1 = \frac{\frac{35538 \times 100}{40{,}44} - 150 \times 11 \times 29{,}72}{485} = 80 \text{ cm}^2$$

La section des barres comprimées plus forte que celles des barres tendues montre que l'on a prévu une hauteur de poutre beaucoup trop faible.

Deuxième exemple. — *On demande quels seraient les taux de travail à l'extension et à la compression du béton et du métal d'une nervure établie d'après les données ci-après :*

| | |
|---|---|
| Espacement d'axe en axe des nervures : | 1 m. 54 |
| Epaisseur du hourdis : | 0,08 |
| Portée libre de la nervure : | 7 mètres |
| Armature à l'extension : 2 ronds de 34 : section : | 18,1 cm². |
| Armature à la compression : 2 ronds de 25 : section : | 9.80 cm². |
| Surcharge libre par mètre carré : | 1515 kgr. |
| Saillie de la nervure : | 0,20 × 0,32. |

Les axes des armatures se trouvent à 0 m.,05 des faces extrêmes du béton.

La charge totale par mètre courant de poutre est :

| | | |
|---|---|---|
| Surcharge et poids du hourdis : 1,54 (1515 + 200) | = | 2640 kgr. |
| Poids de la nervure : 0,20 × 0,32 × 2500 | = | 160 — |
| Total . . . . | | 2800 kgr. |

Moment fléchissant : $M = \frac{2801 \times 49}{8} = 17156$ kgm. ou $17156 \times 100$ kgcm.

Largeur de hourdis intéressée à la compression de la poutre :

$a = 0,75 \times 154 = 116$ cm.

On a en outre : $h = 32 + 8 - 5 = 35$ cm.

$f_2 = 5$ cm ; $a = 116$ cm ; $E = 8$ cm.

L'équation (12) donne comme position de la fibre neutre :

$$x = \frac{15\,(18{,}10 \times 35 + 9{,}80 \times 5) + \dfrac{116 \times \overline{8}^2}{2}}{116 \times 8 + 15\,(18{,}10 + 9{,}80)} = 10 \text{ cm., } 4$$

L'équation (15) donne comme travail maximum du béton à la compression, pour :

$$x - \frac{E}{2} = 10{,}4 - 4 = 6{,}4 \,; \qquad x - f_2 = 10{,}4 - 5 = 5{,}4 \,;$$

$$3x - 2E = 3 \times 10{,}4 - 2 \times 8 = 15{,}20 \,; \qquad 6x - 3E = 38{,}4 :$$

$$r = \frac{17156 \times 100 \times 10{,}4}{35\,[116 \times 8 \times 6{,}4 + 15 \times 9{,}8 \times 5{,}4) - \dfrac{116 \times \overline{8}^2 \times 6{,}4 \times 15{,}2}{38{,}4} + 15 \times 9{,}8 \times 5{,}4 \times 5}$$

$= 80{,}7$ kgr. par cm².

L'équation (16) donne commme travail du métal à l'extension :

$$= \frac{17156 \times 100 \times (116 \times 8 \times 6{,}4 + 15 \times 9{,}8 \times 5{,}4)}{18{,}10 \times 35 \times (116 \times 8 \times 6{,}4 + 15 \times 9{,}8 \times 5{,}4) - 116 \times \overline{8}^2 \times 18{,}1 \times 6{,}4 \times \dfrac{15{,}2}{38{,}4} + 15 \times 9{,}8 \times 5 \times 18{,}1 \times 5{,}4}$$

$= 2889$ kgr. par cm².

Ces coefficients montrent que la poutre ainsi établie ne pourrait supporter la charge prévue.

Troisième exemple. — *On demande quelle serait la charge par mètre carré que pourrait supporter la nervure précédente, étant donné qu'il ne faut pas dépasser le coefficient de 1200 kgr. par cm² pour le métal à l'extension. — Quelle serait également la fatigue maxima du béton comprimé dans ces nouvelles conditions ?*

On sait que l'équation générale donnant la position de la fibre neutre est :

$$x = \frac{h}{1 + \dfrac{R}{mr}} = \frac{35}{1 + \dfrac{1200}{15 \times r}}$$

D'autre part l'équation (12) donne :

$$x = \frac{m\,(\mathrm{S}h + \mathrm{S}_1 f_2) + \frac{a\mathrm{E}^2}{2}}{a\mathrm{E} + m\,(\mathrm{S} + \mathrm{S}_1)}$$

pour laquelle on a trouvé $x = 10{,}4$ dans l'exemple précédent, donne la position de la fibre neutre dans le cas d'une poutre dont on connaît tous les éléments ; on peut donc écrire :

$$x = 10{,}4 = \frac{35}{1 + \frac{1200}{mr}}$$

d'où : $$x = \frac{1200 \times 10{,}4}{(35 - 10{,}4) \times 15} = \frac{12480}{369} = 33 \text{ kgr.}82 \text{ par cm}^2$$

Le moment de résistance sera donné par :

$$\mathrm{RS} = \frac{\mathrm{M}}{d}$$

d'où : $$\mathrm{M} = \mathrm{RS}\,d$$

Or : $$\mathrm{S} = 18\,\mathrm{cm}^2{,}10\,;\ d = h - f$$

et d'après (14) : $$f = \frac{a\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right) f_1 + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)\,f_2}{a\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2}\right) + m\mathrm{S}_1\,(x - f_2)}$$

et : $$f_1 = \frac{\mathrm{E}\,(3x - 2\mathrm{E})}{6x - 3\mathrm{E}} = \frac{8 \times 15{,}2}{38{,}4} = 3{,}16 \text{ cm}^2$$

d'où : $$f = \frac{116 \times 8 \times 6{,}4 \times 3{,}16 + 15 \times 9{,}80 \times 5{,}4 \times 5}{116 \times 8 \times 6{,}4 + 15 \times 9{,}8 \times 5{,}4} = 3{,}38$$

$$d = 35 - 3{,}38 = 31{,}62$$

Le moment de résistance est donc :

$$\mathrm{M} = \mathrm{RS}d = 1200 \times 18{,}10 \times 31{,}62 = 686786 \text{ kgcm.}$$

ou 68678 kgm.

La charge par mètre courant de poutre sera donnée par :

$$\mathrm{M} = \frac{pl^2}{8} \text{ d'où } p = \frac{8\mathrm{M}}{l^2} = \frac{8 \times 68678}{7^2} = 1121 \text{ kgr.}$$

et celle par mètre carré de plancher par :

$$\frac{1121}{1{,}54} = 728 \text{ kgr. environ.}$$

# CHAPITRE VII

## CALCUL DES PIÈCES COMPRIMÉES

### I. — FORMULES GÉNÉRALES

68. Exposé. — Si nous désignons par P la charge que doit supporter un pilier de section Ω, la formule générale pour le calcul des divers éléments est :

$$P = r_1(\Omega + mS)\left(1 + \frac{m'V'}{V}\right) \qquad (1)$$

Dans cette formule :

$r_1$ est le travail maximum que l'on peut faire supporter au béton.

Ω la section de béton du pilier.

S la section des barres longitudinales du pilier.

$m$ un coefficient qui varie de 8 à 15, le minimum étant appliqué lorsque le diamètre des barres longitudinales atteint $\frac{1}{10}$ de la plus petite dimension de la pièce, le maximum lorsque ce même rapport ne dépasse pas $\frac{1}{20}$.

$m'$ un coefficient qui varie aussi de 8 à 15, le minimum étant appliqué lorsque l'espacement des étriers est plus grand ou égal à la plus petite dimension de la pièce et le maximum lorsqu'il est au plus égal au $\frac{1}{3}$ de cette dimension.

V' est le volume des étriers par mètre courant de poteau.

V est le volume du béton par mètre courant de poteau.

Suivant qu'il s'agit d'un pilier carré ou rond, la formule (1) pourra s'écrire :

*Piliers de section carrée.* — La fig. 45 représente un pilier de section carrée dont :

$a$ est le côté ;

$n$ le nombre d'étriers transversaux par mètre courant de pilier ;

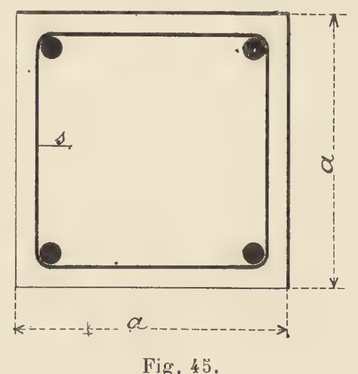



Fig. 45.

$s$ la section de ces armatures transversales. On a :

$$P = r_1 (a^2 + mS) \left(1 + \frac{m'ns}{25a}\right) \tag{2}$$

formule qui donnera la charge que peut supporter un pilier dont tous les éléments sont connus. Dans les cas ordinaires on se donne $a, s, n$ et connaissant P, on calcule la section des barres longitudinales par :

$$S = \frac{25a(P - a^2 r_1) - m'nsa^2 r_1}{mr_1(25a + m'ns)} \tag{3}$$

Si la section des étriers est très faible ou si leur espacement est assez grand, on peut négliger dans (2) le terme $\frac{m'ns}{25a}$ et on aurait alors :

$$S = \frac{P - r_1 a^2}{mr_1} \tag{4}$$

69. Piliers ronds. — Si $d$ est le diamètre du pilier, on trouverait de même :

$$P = r_1 \left(\frac{\pi d^2}{4} + mS\right) \left(1 + \frac{m'ns}{25d}\right) \tag{5}$$

$$S = \frac{25d(4P - \pi d^2 r_1) - \pi d^2 m'nsr_1}{4mr_1 (25d + 4m'ns)} \tag{6}$$

70. Dimensions économiques des piliers. — Un calcul rapide montre que le maximum d'économie est obtenu lorsque le pilier est entièrement en béton. En effet quelle que soit la valeur de $r_1$ la formule générale (1) indique qu'une section S′ de béton peut être remplacée par une section de métal $m$ fois plus faible, $m$ étant au plus égal à 15. Or si on évalue à 70 fr. le prix moyen du mètre cube de béton mis en œuvre, le coût d'une section S′ de béton est $\frac{S' \times 70}{10000} = 0{,}007\ S'$; celui de la section équivalente $\frac{S'}{m}$ de métal, sera pour un prix moyen de 35 fr. les 100 kgr. de métal mis en œuvre, $\frac{S'}{15} \times 0{,}78 \times \frac{35}{100} = 0{,}018\ S'$. Le prix du métal serait donc environ deux fois et demi plus élevé que celui d'une section équivalente de béton. Mais d'autre part les couches successives de béton doivent être intimement reliées entre elles et comme ce résultat est obtenu pratiquement lorsque la section des barres longitudinales atteint déjà les 0,5 0/0 de la section de béton, on peut poser $S = \frac{\Omega}{200}$ et la formule générale devient :

$$P = r_1 \left(\Omega + \frac{15\Omega}{200}\right)\left(1 + \frac{m'V'}{V}\right)$$

ou :

$$P = r_1 \left(1 + \frac{m'V'}{V}\right) \times 1{,}075\Omega$$

d'où :

$$\Omega = \frac{P}{1{,}075 r_1 \left(1 + \frac{m'V'}{V}\right)}$$

ou simplement et approximativement en négligeant le terme $\frac{m'V'}{V}$ :

$$\Omega = \frac{P}{1{,}075 r_1} \qquad (7)$$

formule qui donne la section la plus économique d'un pilier quelconque en fonction de la charge totale P qu'il a à supporter et du taux de travail $r_1$ du béton comprimé.

71. Détermination du taux de travail du béton comprimé. — Nous avons vu dans les formules précédentes que la seule inconnue qui restait à évaluer est $r_1$, et cette valeur devra être telle que dans aucune section le travail du béton ne dépasse 40, 45, 50 ou 56 kgr. suivant le dosage prévu, et en tenant compte :

1° de la diminution de résistance due au flambage ;

2° de la charge maxima que le pilier est appelé à supporter après l'application de toutes les surcharges, le poids total ainsi obtenu agissant au centre de la pièce ;

3° des charges excentrées qui peuvent se produire lorsqu'une partie seulement du plancher est chargée ou par l'application d'un poids supplémentaire agissant par exemple sur une console.

Ce sont ces trois conditions que nous allons examiner en évaluant dans chacune d'elles la valeur de $r$.

## II. — INFLUENCE DU FLAMBAGE

72. Piliers carrés. — Si $r_1$ désigne le taux de travail maximum permis, en tenant compte du flambage, et $r$ le travail que l'on a attribué au béton sans tenir compte de la tendance au flambage, le travail réel est d'après la formule de Rankine :

$$r\left(1 + \alpha h^2 \times \frac{\Omega}{I}\right)$$

$\alpha$ est un coefficient égal à $\frac{r}{8E}$ ;

E est le coefficient d'élasticité du béton $= 200000$

I le moment d'inertie de la section.

On a donc : $\alpha = \frac{r}{8 \times 200000} = \frac{r}{1600000}$ ; $I = \frac{a^4}{12}$ ; $\Omega = a^2$

d'où : $$\frac{\Omega}{I} = \frac{12}{a^2}$$

Le travail réel du béton est donc :

$$r\left(1 + \frac{h^2 r}{1600000} \times \frac{12}{a^2}\right) = r\left[1 + \frac{r}{100000} \times 0{,}75\left(\frac{h}{a}\right)^2\right]$$

c'est-à-dire que le taux de travail maximum permis ne sera plus que :

$$r_1 = \frac{r}{1 + \frac{r}{100000} \times 0{,}75 \left(\frac{h}{a}\right)^2} \qquad (8)$$

73. Piliers ronds. — On a ici :

$$\alpha = \frac{r}{1600000} \; ; \; \Omega = \frac{\pi d^2}{4} \; ; \; \mathrm{I} = \frac{\pi d^4}{64}$$

le taux de travail sera majoré de :

$$\left(1 + \frac{r}{1600000} \times h^2 \times \frac{16}{d^2}\right)$$

ou de :

$$\left[1 + \frac{r}{100000} \times \left(\frac{h}{d}\right)^2\right]$$

D'où :

$$r_1 = \frac{r}{1 + \frac{r}{100000} \times \left(\frac{h}{d}\right)^2} \qquad (9)$$

### III. — CALCUL DES PILIERS SUPPORTANT UNE CHARGE APPLIQUÉE AU CENTRE DE LA SECTION

74. Formule générale. — On se servira de la formule générale (1)

$$\mathrm{P} = r_1(\Omega + m\mathrm{S}) \left(1 + m' \frac{\mathrm{V}'}{\mathrm{V}}\right)$$

dans laquelle $r_1$ est donné par l'une des formules (8) ou (9) suivant qu'il s'agit d'un pilier carré ou rond. Si les conditions spéciales du projet permettent de se fixer sur les dimensions à donner à la section, $\Omega$ sera connue et on déterminera S par la formule (3) s'il s'agit d'un pilier carré :

$$\mathrm{S} = \frac{25a\,(\mathrm{P} - a^2 r_1) - m'ns\,a^2 r_1}{m(25a + m'ns)r_1}$$

et par la formule (6), s'il s'agit d'un pilier rond :

$$\mathrm{S} = \frac{25d\,(4\mathrm{P} - \pi d^2 r_1) - \pi d^2 m'ns r_1}{4mr_1\,(25d + 4m'ns)}$$

Si au contraire aucune dimension n'est fixée, on prendra comme section la plus économique (7) :

$$\Omega = \frac{\mathrm{P}}{1{,}075\, r_1} \qquad \text{et} \qquad \mathrm{S} = \frac{\Omega}{200}$$

d'où :
$$\left.\begin{aligned} a &= 0{,}965\sqrt{\frac{P}{r_1}} \\ S &= \frac{P}{215\ r_1} \end{aligned}\right\} \text{Pour un pilier carré.}$$

et :
$$\left.\begin{aligned} d &= 1{,}09\sqrt{\frac{P}{r_1}} \\ S &= \frac{P}{215\, r_1} \end{aligned}\right\} \text{Pour un pilier rond.}$$

## IV. — CALCUL DES PILIERS SUPPORTANT UNE CHARGE EXCENTRÉE

75. FORMULE GÉNÉRALE DU TRAVAIL. — La fig. 46 représente un pilier de section carrée supportant une charge $p$ agissant en un point quelconque M de l'axe $yy$. On désignera toujours par :

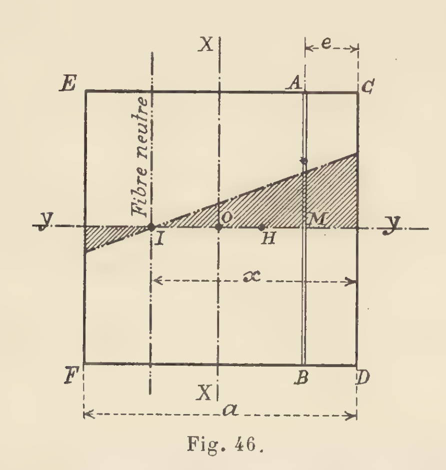


Fig. 46.

$a$ le côté du carré ;

S la section des barres longitudinales ;

$e$ la distance du point M à l'arête CD ;

$x$ la distance de l'arête CD à la fibre neutre.

La formule suivante donne le travail en un point quelconque H de $yy$.

$$r_2 = \frac{p}{a_2 + mS}\left[1 + \frac{12 \times OH \times \left(\frac{a}{2} - e\right)}{a^2}\right]$$

On voit que si dans cette formule on fait : $e = \frac{a}{2}$, cas d'une charge agissant au centre de la section, on trouve : $r_2 = \frac{p}{a^2 + mS}$ formule déjà trouvée précédemment.

Pour déterminer la position de la fibre neutre, on fera $r_2 = 0$

et on trouve pour la valeur de OI déterminant cette position :

$$OI = \frac{a^2}{12 \times \left(\frac{a}{2} - e\right)}$$

or : $$x = \frac{a}{2} + (-OI) = \frac{a}{2} + \frac{a^2}{12 \times \left(\frac{a}{2} - e\right)}$$

d'où : $$x = \frac{a}{2}\left[1 + \frac{a}{6\left(\frac{a}{2} - e\right)}\right]$$

De cette dernière équation on peut déduire les conditions nécessaires pour que le pilier ne soit soumis qu'à des efforts de compression. Il faut pour cela que la fibre neutre passe à gauche de l'arête EF, ce qui est obtenu pour le maximum $x = a$;

on a alors : $$a = \frac{a}{2}\left[1 + \frac{a}{6\left(\frac{a}{2} - e\right)}\right]$$

d'où : $$e = \frac{a}{3}$$

Pour qu'un prisme chargé debout en un point quelconque ne soit sollicité que par des efforts de compression, il faut donc que le point d'application de la force verticale se trouve dans le tiers central de la pièce, conclusion d'ailleurs déjà connue.

76. Charge concentrée sur une arête extrême. — Si dans la formule précédente :

$$r_2 = \frac{p}{a^2 + mS}\left[1 + \frac{12 \times OH \times \left(\frac{a}{2} - e\right)}{a^2}\right] = 0$$

on fait : $$e = 0,$$

le travail en un point quelconque H sera donné par :

$$\frac{p}{a^2 + mS}\left(1 + \frac{6\ OH}{a}\right)$$

et celui maximum sur la fibre CD la plus fatiguée, obtenu en faisant :

$$OH = \frac{a}{2};$$

d'où : $$r_1 = \frac{4p}{a^2 + mS}$$

Connaissant $r_1$, $p$ et $a$, on pourra déterminer S, ou inversement si l'on se donne S on calculera $a$. Bien entendu la valeur à attribuer à $r_1$ sera celle trouvée plus haut dans le calcul au flambage.

Remarque. — Si maintenant on compare d'une part les formules trouvées pour le calcul des piliers supportant une charge P au centre de la section et d'autre part celles obtenues pour les piliers supportant une charge $p$ concentrée sur une arête, on voit que $P = 4\,p$; si donc on a à calculer une pièce supportant en outre du poids P des planchers une charge $p$ due à une transmission par exemple s'appuyant directement sur le poteau, on pourra envisager seulement une charge $P_1$ telle que $P_1 = P + 4\,p$ et supposée agissant au centre de la section.

## V. — PILIERS FRETTÉS

78. Formule générale. — La formule générale (1):

$$P = r_1(\Omega + mS)\left(1 + m'\,\frac{V'}{V}\right)$$

est encore applicable aux pièces frettées, c'est-à-dire fortement armées dans le sens transversal au moyen de spires ou de cercles, mais ici le coefficient $m'$ varie de 15 à 32, le minimum étant appliqué lorsque l'espacement des frettes atteint $\frac{2}{5}$ du diamètre et le maximum lorsque cet espacement est réduit à $\frac{1}{5}$ pour une compression de 50 kgr. et $\frac{1}{8}$ pour une compression de 100 kgr. par cm². Dans tous les cas le coefficient maximum du béton ne pourra dépasser, quelle que soit la valeur de $\frac{V'}{V}$:

96 kgr. pour le dosage de 300 kgr. de ciment.
108 kgr. — 350 kgr. —
120 kgr. — 400 kgr. —

## VII. — EXEMPLES NUMÉRIQUES

79. Premier exemple. — *On a un pilier carré de 0 m. 30 × 0 m. 30 armé verticalement de 4 ronds de 26 mm. et transversalement de spires de 8 mm. de diamètre espacées de 0 m. 10. Quelle est la charge que pourra supporter le pilier, sa hauteur étant de 5 m. et le dosage de 300 kgr. de ciment.*

Le rapport de la hauteur au côté est $\frac{5}{0,30} = 16,6$ ; or les *Instructions ministérielles* dispensent les ingénieurs de s'occuper de la diminution de résistance due au flambage lorsque ce rapport est inférieur à 20. On a donc :

$$r_1 = r = 45; \quad m = 8; \quad S = 4 \times 5,31 = 21,24; \quad m' = 15;$$

$$n = \frac{1,00}{0,10} = 10; \quad s = 0,50; \quad a = 30$$

D'où, d'après l'équation (2) du § 68 :

$$P = 45\,(900 + 8 \times 21,24)\left(1 + \frac{15 \times 10 \times 0,50}{25 \times 30}\right)$$
$$= 52961 \text{ kgr.}$$

80. Deuxième exemple. — *Un pilier fretté de 0 m. 25 de diamètre, armé verticalement de 6 ronds de 12 mm. et transversalement de spires de 10 mm. de diamètre, espacées de 0 m. 04; sa hauteur est de 8 m. et le dosage prévu de 400 kgr. de ciment. Quelle est la charge que le pilier peut supporter ?*

On a : $$\frac{h}{d} = \frac{8}{0,25} = 32$$

La formule (9) § 73 donne :

$$r_1 = \frac{56}{1 + \frac{56}{100000} \times \overline{32}^2} = 35 \text{ kgr. } 7$$

On a d'autre part :

$$S = 6 \times 1,13 = 6,78; \quad m = 15; \quad m' = 32; \quad n = \frac{1}{0,04} = 25$$
$$s = 0,78; \quad d = 25.$$

La formule (5) § 69 donne :

$$P = 35{,}70 \times (490 + 15 \times 6{,}78)\left(1 + \frac{32 \times 25 \times 0{,}78}{25 \times 25}\right)$$

ou : $$P = 42213 \text{ kgr.}$$

81. Troisième exemple. — *Un pilier de 0 m. 40 × 0 m. 40 de section doit supporter une charge de 80000 kilogr. agissant au milieu de la section et une charge de 5000 kilogr. agissant sur une arête ; sa hauteur libre est de 6 m. et on compte employer comme armatures transversales des ronds de 8 mm., espacés de 0 m. 10. On demande quelle sera la section de l'armature longitudinale pour un dosage de 300 kgr. ?*

Nous avons vu que la charge de 5000 kgr. agissant sur l'arête peut être remplacée par une charge de $5000 \times 4 = 20000$ kgr. Le pilier sera donc calculé pour une charge totale de $P = 80000 + 20.000 = 100.000$ appliquée au centre de la section. On a en outre : $\frac{h}{d} = \frac{6}{0{,}40} = 15$ (le flambage n'est donc pas à craindre) et par suite

$$r_1 = r = 45 \,;\, m = 8 \,;\, m' = 15 \,;\, n = \frac{1}{0{,}10} = 10 \,;\, s = 0{,}50 \,;\, a = 40.$$

L'équation (3) § 68 donne :

$$S = \frac{40 \times 25\,(100000 - \overline{40}^2 \times 45) - 15 \times 10 \times 0{,}5 \times \overline{40}^2 \times 45}{8 \times 45\,(25 \times 40 + 15 \times 10 \times 0{,}5)}$$

D'où : $$S = 58{,}40 \text{ cm}^2.$$

On pourra prévoir par exemple 12 ronds de 25 mm. section totale : 58,80 cm².

---

## CHAPITRE VIII

### CALCUL DES PIÈCES TENDUES. APPLICATION AUX TIRANTS, TUYAUX ET RÉSERVOIRS.

#### I. — FORMULE GENERALE

82. D'après les *Instructions ministérielles*, on ne doit tenir aucun compte de la résistance à l'extension du béton dans les pièces tendues. Si P est l'effort à faire supporter par la pièce, R le coefficient de travail du métal, la section nécessaire sera alors :

$$S = \frac{P}{R} \qquad (1)$$

La section de béton ne peut être déterminée par le calcul ; on s'assurera seulement que toutes les parties de métal soient recouvertes d'une couche suffisante de béton afin d'avoir une gaîne de protection efficace. Par contre si le coefficient de travail moyen de l'ensemble de la section (béton et métal) est trop élevé, le béton ne pourra suivre les allongements du métal et des fissures se produiront, lesquelles ne nuiront en rien à la solidité du tirant, mais qui, mettant à découvert une partie des tiges d'acier, n'assureront plus une protection efficace. Le coefficient de travail moyen qu'il y aurait lieu d'appliquer pour éviter la formation de ces fissures est assez difficile à indiquer, mais des expériences à la traction ont montré qu'il ne faudrait pas dépasser 25 kgr. par cent. carré. Si on désigne par Ω la section de béton, on pourra établir la relation suivante, purement empirique, qui permettra de fixer les dimensions de la pièce :

$$25\ (\Omega + 15\ S) = P$$

d'où :

$$\Omega = \frac{P - 375\ S}{25} \qquad (2)$$

## II. — APPLICATION AUX TIRANTS

83. Premier exemple. — *On a construit un arc circulaire de 20 mètres de rayon et 10 mètres de corde supportant une charge totale uniformément répartie de 50000 kgr., la largeur de l'arc est de 0m.50. On demande de calculer le tirant nécessaire pour équilibrer la poussée sur les appuis.*

L'apothème d'un arc de 20 mètres de rayon et de 10 mètres de corde est donné par :

$$x = \sqrt{\overline{20}^2 - \overline{5}^2} = 19{,}36$$

La poussée horizontale aux appuis est :

$$P = 5000 \times 19{,}36 = 96800 \text{ kgr.}$$

La section de métal nécessaire est d'après (1) :

$$S = \frac{96800}{1200} = 80 \text{ cm}^2{,}66$$

Et la section de béton d'après (2) :

$$\Omega = \frac{96800 - 375 \times 80{,}66}{25} = 2662 \text{ cm}^2$$

On pourra adopter par exemple les dimensions suivantes :
métal : 8 barres de 36 mm.; section 81 cm²,36.
béton : $50 \times 55 = 2750$ cm².

84. Deuxième exemple. — *On demande quel est l'effort de traction que peut supporter un tirant de section 40 × 20 armé de 8 ronds de 20 mm.*

La section totale de l'armature est $8 \times 3{,}14 = 25{,}12$ cm², laquelle peut donner une résistance de :

$$25{,}12 \times 1200 = 30144 \text{ kgr.}$$

La tension moyenne sur l'ensemble de la section est :

$$t = \frac{30144}{40 \times 20 + 15 \times 25{,}12} = 25{,}6 \text{ kgr. par cm}^2.$$

### III. — APPLICATION AUX TUYAUX

85. Exposé. — Au point de vue de la pression intérieure qu'ils ont à supporter les tuyaux sont des solides travaillant uniquement à l'extension. Si au contraire on considère le tuyau vide supportant le poids des terres de remblai le recouvrant, on a un solide soumis à des efforts de compression. Lorsque le diamètre ne dépasse pas 1 m. 50 à 2 mètres, cette charge ne donne lieu qu'à des coefficients de travail insignifiants, car la section de béton augmentée de celle des armatures est toujours considérable puisqu'elle a été établie pour la résistance à l'extension, la conduite étant en charge. Par contre lorsqu'il s'agit d'une pièce de grand diamètre supportant une charge de remblai, les différences de pression, existant entre la partie la plus haute et la partie la plus basse, conduisent à des moments de flexion qui seront considérablement diminués, si l'on a soin d'appuyer le fond et les flancs des tuyaux sur un lit de béton ou de raidir les flancs par des contreforts.

86. Calcul des tuyaux. — Soit Q la pression par mètre carré due à la charge d'eau d'une conduite de diamètre intérieur D. L'effort agissant sur les génératrices circulaires sera QD et la section S de celles-ci sur un mètre de longueur sera pour un travail R du métal :

$$S = \frac{QD}{2R}$$

Si donc l'on choisit des barres de section $\omega$ et si $e$ désigne leur écartement en mètres (fig. 47), on aura :

$$S = \frac{\omega}{e} = \frac{QD}{2R}; \qquad \text{d'où : } e = \frac{2R\omega}{QD} \qquad (3)$$

formule qui donne la section des directrices, en cm², et dans laquelle on exprimera $\omega$ en cm², $e$ en mètres, R en kgr. par cm², Q en kgr., D en mètres.

Les génératrices ont pour but de répartir la pression intérieure sur les directrices espacées de $e$ ; pour leur calcul on pourra donc considérer la paroi comme une dalle reposant sur les directrices,

c'est-à-dire de portée $e$ et supportant par mètre carré une charge égale à Q. Le moment de flexion en kgcm. sur une bande de 1 mètre de largeur est :

$$M = \frac{Q e^2}{8}$$

On pourra alors calculer l'épaisseur théorique $h$ d'après les formules déjà données pour le calcul des hourdis armés à l'extension.

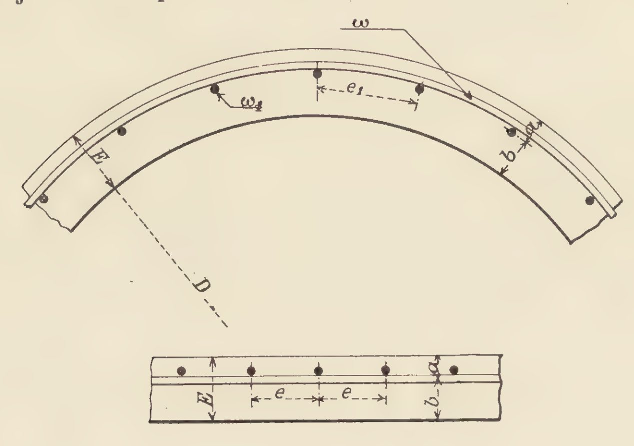



Fig. 47.

Mais l'on remarquera que, $e$ étant égal au maximum à 0,14, il en résulte : $e^2 = 0{,}020$ environ ; comme d'autre part le moment de résistance pour une épaisseur de paroi répondant à $h = 3$ (d'où : $h^2 = 9$) est : $M = 7{,}13\,h^2 = 64$ kgm., cette faible épaisseur suffira pour :

$$Q = \frac{8 \times 64}{0{,}020} = 25600 \text{ kgr.}$$

87. Exemple numérique. — Calculer les dimensions d'un tuyau d'un mètre de diamètre devant supporter une pression de 30 mètres d'eau.

Si nous choisissons *a priori* des barres de 10 mm. section 0 cm. 78 comme directrices on aura pour leur écartement d'après (3) :

$$e = \frac{2 \times 1200 \times 0{,}78}{30000 \times 1} = 0{,}0624$$

Cet écartement étant un peu faible, on choisira une section plus grande, des barres de 12 mm. par exemple et la formule deviendra :

$$e = \frac{2 \times 1200 \times 1,13}{30000 \times 1} = 0,09 \text{ m.}$$

La pression supposée dépassant la limite de 25600 kilogr. mentionnée plus haut et qui est pratiquement aussi la limite d'étanchéité du béton, on examinera la suffisance des parois faisant office de dalle entre les directrices.

La paroi considérée comme une dalle reposant sur deux directrices consécutives donne comme moment de flexion :

$$M = \frac{30000 \times \overline{0,09}^2 \times 100}{8} = 3037 \text{ kgcm.}$$

Si le dosage prévu a été de 300 kgr. de ciment par mètre cube de béton, on aura :

$$h = \sqrt{\frac{3037}{713}} = 2,06$$

L'épaisseur minima de la paroi sera : $2,06 + 3 = 5,06$ cm., soit 6 cm. La section des génératrices serait :

$$s = 0,675 \times 2,06 = 1,39 \text{ cm}^2.$$

Si l'on choisit des barres de 4 mm. section 0 cm. 125, leur écartement serait donné par :

$$e_1 = \frac{0,125}{1,39} = 0,088$$

## IV. — TUYAUX DE GRAND DIAMÈTRE

Nous donnerons à ce propos une intéressante étude de M. Birault, ingénieur des Arts et Manufactures, publiée dans le compte-rendu des « Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France » au sujet de la construction des tunnels tubulaires en terrains aquifères.

88. Pression extérieure. — La figure 47 *a* indique la section d'une paroi tubulaire de diamètre moyen D reposant par sa demi-circon-

férence inférieure sur les terrains environnants. Supposons d'abord que la conduite traverse un terrain imprégné d'eau, le lit d'un fleuve par exemple et désignons par :

H la hauteur d'eau dont le poids agit sur la conduite au-dessus de la clef.

$p$ poids propre des parois par mètre carré.

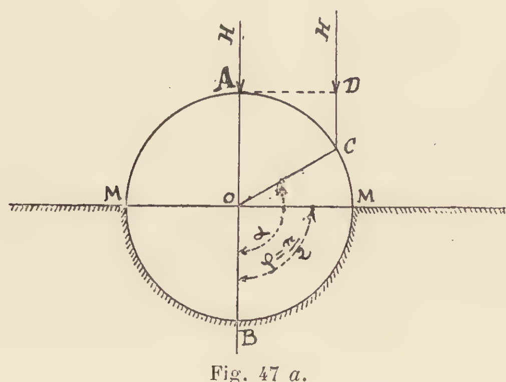



Fig. 47 *a*.

$\varphi$ demi-angle au centre de la région de paroi appuyée sur le terrain ; on a ici $\varphi = \frac{\pi}{2}$.

P le poids par mètre cube du liquide à l'extérieur de la conduite.

En un point quelconque C de la paroi, défini par son angle $\alpha$ avec le rayon vertical OB, la pression extérieure est :

$$M = \left(p\,\frac{D^2}{4} - \frac{1}{2}\,P \times \frac{D^3}{8}\right) Z \qquad (4)$$

dans laquelle Z est une fonction trigonométrique de l'angle $\alpha$ égale à :

pour la partie supérieure MAM :

$$Z = (\pi - \alpha)\sin\alpha - 0{,}833\cos\alpha - 1.178.$$

pour la partie inférieure MBM :

$$Z' = Z + 1{,}571\,(1 - \sin\alpha)^2$$

Ces équations peuvent se traduire par la courbe de la figure 47 *c* dont les ordonnées représentent les valeurs de Z, les arcs dévelop-

pés étant portés en abcisses. Or le terme $\frac{pD^2}{4} - \frac{PD^3}{16}$ étant positif puisqu'il représente la différence entre le poids propre et la poussée de bas en haut, le signe des moments est celui de Z ; avec les conventions adoptées dans la figure 47 *c* où les valeurs négatives de Z ont été portées au-dessus de l'axe des Y on peut déterminer la figure 47 *b* où les moments en chaque point de la circonférence ont été portés suivant les rayons et qui donne la courbe représentative

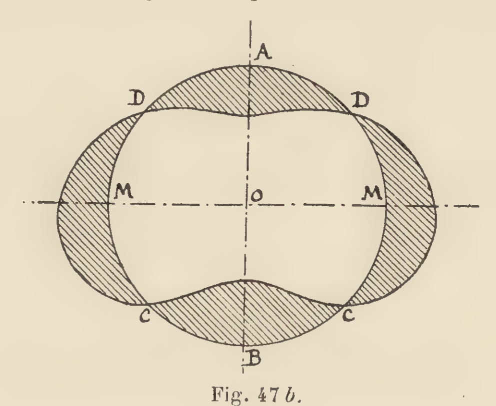



Fig. 47 *b*.

des flexions. Les moments négatifs (régions aplaties) ont été portées à l'intérieur du cercle et les moments positifs (régions renflées) à

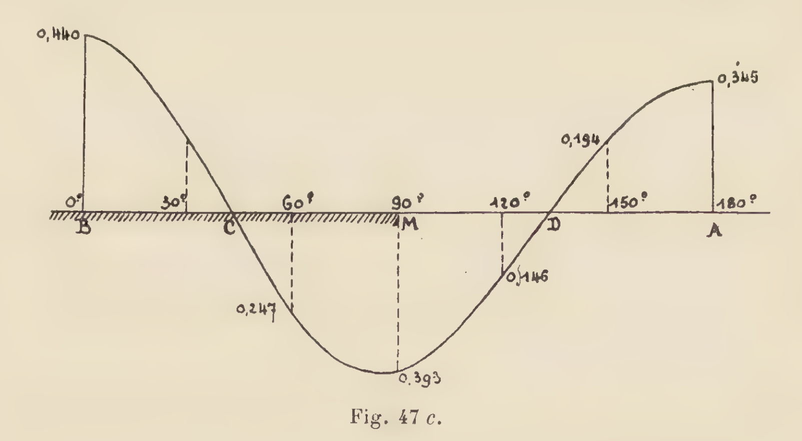



Fig. 47 *c*.

l'extérieur. Les points C et D où les moments sont nuls sont assez voisins des régions à 45° par rapport à l'horizontale.

Le moment maximum a lieu en B où l'on a :

$$M_B = -0{,}440\left(p\frac{D^2}{4} - \frac{PD^3}{16}\right) \qquad (5)$$

Quant aux efforts de compression dus au poids propre des parois et à la pression extérieure constante $P \times H$ et à la pression extérieure variable $P \times CD$ ; ils sont maxima à la base B où l'on a :

$$Q_B = \frac{pD}{12} + \frac{PD}{2}\left(H + \frac{17}{24}D\right) \qquad (6)$$

Le problème revient donc à calculer une pièce comprimée et fléchie étant donné l'effort de compression $Q_B$ et le moment maximum $M_B$ qui les sollicitent. Cette question a été étudiée chapitre IX auquel on se reportera pour le calcul des sections de béton et de métal à donner à la paroi.

S'il s'agit d'une conduite enterrée dans un sol non imprégné d'eau, la façon dont les terres chargent le tube est assez difficile à déterminer, car si elles sont très fluides, les charges augmenteront avec leur hauteur ; si au contraire elles sont d'une certaine tenue leur hauteur n'aura pas une grande importance et enfin si l'on suppose les terres telles que si l'on supprimait le tube par la pensée il ne se produise qu'un éboulement partiel, leur hauteur au-dessus de la clef est indifférente car on prendra alors une constante comme épaisseur des terres.

Soit $H_1$ la hauteur des terres chargeant le tube et déterminée suivant des sondages exécutés sur place.

$P_1$ la surcharge totale par mètre carré agissant suivant le diamètre, le moment en un point quelconque défini par l'angle $\alpha$ comme précédemment sera :

$$M = -\frac{1}{4} P_1 \cos 2\alpha \qquad (7)$$

Si l'on porte ces moments en ordonnées comme précédemment on obtient une courbe ayant beaucoup d'analogie avec celle de la figure 47 c. Les maxima négatifs se produisent en A et B et sont égaux au maximum positif ayant lieu en M ; en ces points :

$$M = 0{,}25\ P_1$$

Quant aux efforts de compression dans les parois ils sont nuls en A et B et maxima aux extrémités du diamètre horizontal où leur valeur est égale à $Q_M = P_1 \times \frac{D}{2}$

Il est bon de faire remarquer que M. Birault donne les formules (7) et (8) comme une simple approximation défavorable car on ne tient compte que des pressions verticales des terres sur les parois alors qu'en réalité les composantes horizontales des pressions combattent les effets de l'aplatissement.

89. Pression intérieure. — Les forces qui peuvent altérer la forme primitivement circulaire sont : le poids propre des parois et le poids du liquide contenu ; elles tendent à ovaliser les conduites en les aplatissant contre les fondations résistantes sur lesquelles elles s'appuient et leurs effets sont d'autant plus à craindre que les parois sont minces et par suite flexibles. M. Birault démontre que pour une épaisseur déterminée, les fatigues dues aux flexions varient proportionnellement aux cubes des diamètres et peuvent par suite devenir très importantes pour les diamètres de 3 à 4 mètres que l'on emploie aujourd'hui assez fréquemment.

La formule générale donnant les moments de flexion en un point quelconque et sous l'action des forces déformatrices est analogue à celle donnée pour le cas d'une pression extérieure ; elle est donnée par :

$$M = \left(\frac{p D^2}{4} + \frac{P D^3}{8}\right) Z \qquad (9)$$

$p$ étant le poids propre des parois.

P le poids par mètre cube du liquide contenu dans la conduite.

Z une fonction trigonométrique qui est assez compliquée et dont les valeurs variant suivant le mode d'appui sont données par les courbes suivantes :

1° *Conduite reposant sur deux appuis fixes P. P.* (fig. 47 *d*). — La courbe représentée figure 47 *d* donnant les valeurs de Z de 15 en 15 degrés montre que les plus grands moments se produiront sur les appuis P. P ; l'épure montre que les régions du tuyau qui seront

aplaties sont celles des appuis et du sommet B, les autres parties étant au contraire renflées. Le maximum sur les appuis est :

$$M = 0{,}681 \left(\frac{p\,D^2}{4} + \frac{P\,D^3}{8}\right)$$

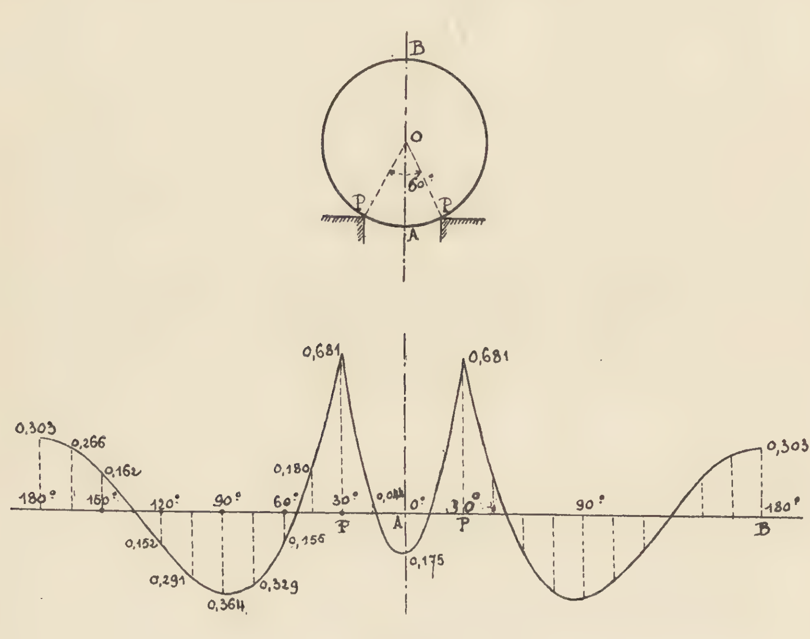



Fig. 47 *d*.

2° *Conduite reposant sur une fondation plane* (fig. 53 *e*). — La courbe représentée figure 47 *e* donnant les valeurs de Z montre que les moments fléchissants deviennent considérables à l'appui inférieur A où l'on a :

$$M = 1{,}50 \left(\frac{p\,D^2}{4} + \frac{P\,D^3}{8}\right) \text{ (aplatissement).}$$

Il se produit un moment positif (renflement) en E pour $\alpha =$ 74° 46′ où l'on a :

$$M = 0{,}641 \left(\frac{p\,D^3}{4} + \frac{PD^3}{8}\right) \text{ (renflement)}$$

3° *Conduite reposant sur une fondation circulaire* (fig. 47 *f*). — La courbe représentée figure 47 *f* donne les valeurs de Z et montre que le maximum se produit encore en A mais il est beaucoup moins élevé que précédemment et a pour valeur :

$$M = 0,84 \left(\frac{p\ D^2}{4} + \frac{P\ D^3}{8}\right)$$

Fig. 47 *e*.

4° *Conduite reposant sur un berceau maçonné* (*fig. 47 g*). — On a représenté 3 courbes correspondant à des berceaux qui embrassent toute la demi-circonférence inférieure et dont les niveaux supérieurs seraient en $P_1$, $P_2$, $P_3$ caractérisés par $\alpha = 90°$ ; $105°$ ; $120°$.

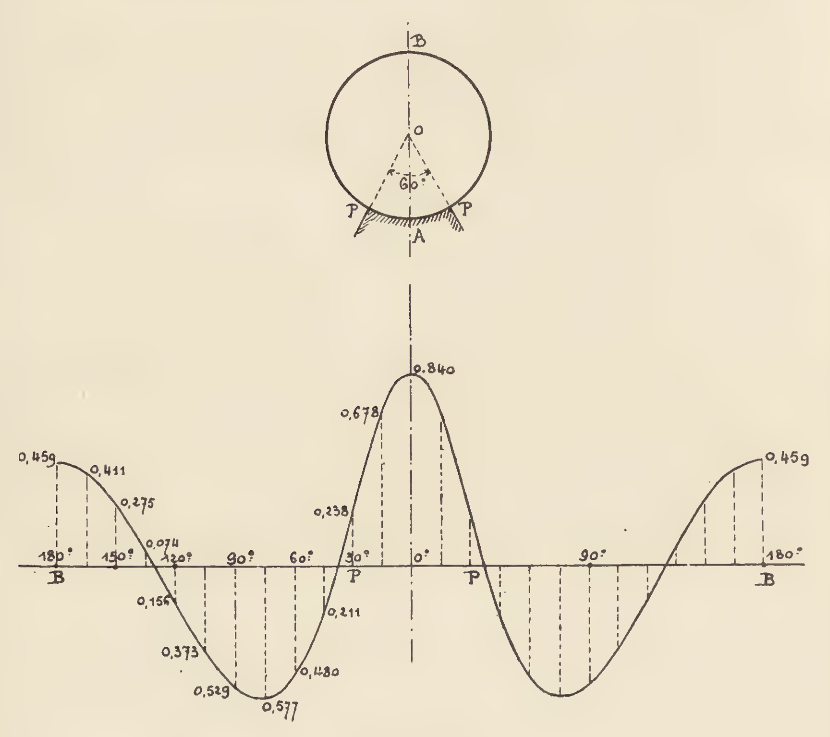



Fig. 47 *f*.

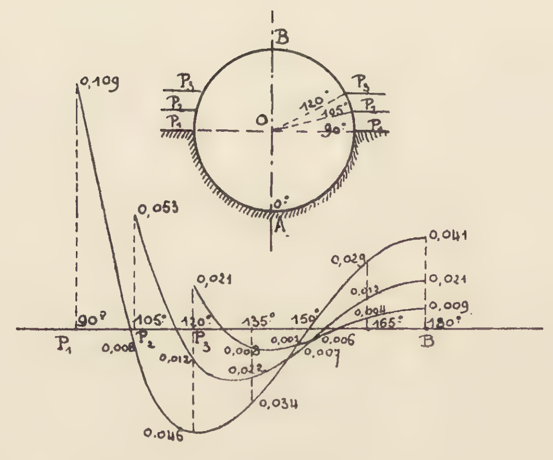



Fig. 47 *g*.

La plus grande valeur absolue des moments de flexion a lieu en ces endroits où l'on a :

$$\text{pour} \quad P_1.\ P_1 = M = 0{,}109 \left(\frac{p\ D^2}{4} + \frac{P\ D^3}{8}\right)$$

$$P_2.\ P_2 = M = 0{,}053 \left(\frac{p\ D^2}{4} + \frac{P\ D^3}{8}\right)$$

$$P_3.\ P_3 = M = 0{,}021 \left(\frac{p\ D^2}{4} + \frac{P\ D^3}{8}\right)$$

On a donc intérêt à tous les points de vue à établir la conduite sur un berceau maçonné qui permet de réduire dans une grande mesure les dangers de déformation.

A la section de métal ainsi obtenue en tenant compte de ces moments de flexion on ajoutera celle nécessaire pour résister à la pression du liquide sur les parois laquelle est donné par (1)

$$s = \frac{PD}{2\ Rm}$$

## V. — CALCUL DES RÉSERVOIRS CYLINDRIQUES

88. Formules générales. — Les réservoirs cylindriques ne sont autre chose que des tuyaux posés debout et supportant une pression variable suivant la hauteur de la colonne d'eau au point considéré. Soit AB (fig. 48) la paroi verticale d'un réservoir à base circulaire de diamètre D. Désignons par H la hauteur totale de l'eau dans le réservoir et $h$ la hauteur d'eau au-dessus d'une section quelconque C. En ce point l'épaisseur fictive d'une tôle qui aurait la même section que les armatures directrices serait, d'après ce qui a été dit pour les tuyaux :

$$x_m = \frac{1000 \times h \times D}{2\,R}$$

en A on aurait :

$$x_A = 0$$

et en C on aurait :

$$x_B = \frac{1000 \times H \times D}{2\,R}$$

Théoriquement la section de métal devrait donc aller en décroissant de la base au sommet où elle est nulle. Pratiquement on peut se rapprocher de ce résultat de plusieurs façons : 1° on divisera la hauteur H de la paroi en un nombre $n$ de tronçons et on calculera la section de métal nécessaire pour chacun d'eux en ne tenant

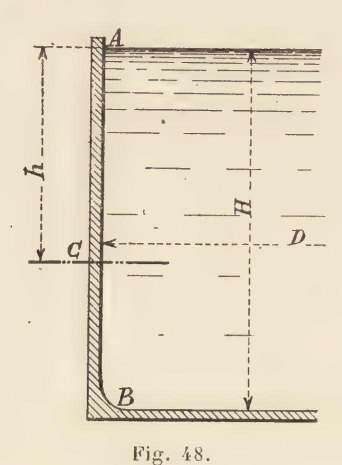



Fig. 48.

compte que de la pression maxima qu'ils ont à supporter respectivement ; on aurait donc comme section de métal à répartir sur le premier tronçon $\frac{H}{n}$ à partir de la base :

$$S_1 = \frac{1000 \times H \times D}{2R} \times \frac{H}{n} = \frac{1000\,H^2D}{2Rn};$$

sur le deuxième tronçon :

$$S_2 = \frac{1000 \times H\left(\frac{n-1}{n}\right) \times D}{2\,R} \times \frac{H}{n} = \frac{1000\,H^2 \times D\,(n-1)}{2\,R\,n^2};$$

sur le troisième tronçon :

$$S_3 = \frac{1000H^2 \times D(n-2)}{2Rn^2};$$

. . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . .

sur le $n^{ème}$ tronçon :

$$S_n = \frac{1000H^2D}{2Rn^2};$$

Se donnant le diamètre des barres que l'on veut employer, il sera facile de calculer leur écartement dans chaque tronçon; on aura ainsi une série d'anneaux de hauteur $\frac{H}{n}$ dont la section de métal se rapprochera d'autant plus de celle théorique que le nombre $n$ choisi sera relativement plus grand.

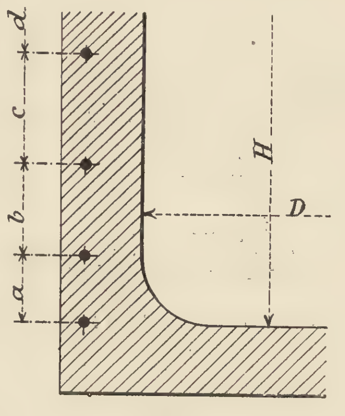


Fig. 49.

2° On peut se donner le diamètre des directrices et calculer les écartements successifs de la base au sommet de façon à avoir un solide d'égale résistance.

Désignons par $a$, $b$, $c$, les écartements successifs des directrices en partant de la base du réservoir comme l'indique la fig. 49; par H la hauteur d'eau du réservoir; par $\omega$ la section des directrices. Le premier écartement à partir de la base est :

$$a = \frac{\omega R}{500DH};$$

le deuxième écartement :

$$b = \frac{\omega R}{500D(H-a)};$$

le troisième écartement :

$$c = \frac{\omega R}{500D(H-a-b)}$$

etc. . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . .

Il convient de remarquer que, dans toutes les constructions en ciment armé, les parois en contact avec le liquide doivent être munies d'armatures assez rapprochées et cela pour obtenir l'étanchéité né-

cessaire. On peut ainsi fixer à 0 m.10 ou 0 m.12 l'écartement maximum des directrices et en appliquant les formules précédentes on aura soin de diminuer la section $\omega$ des directrices lorsqu'on obtiendra un écartement supérieur à 0 m. 12.

Pour les réservoirs cylindriques, on calculera la section des génératrices et l'épaisseur de la paroi comme il a été dit pour les tuyaux. Si l'on prend par exemple l'élément compris entre les deux premières directrices, c'est-à-dire avec la portée $a$ et une pression par mètre carré de 500 D, on aura pour le moment de flexion de la paroi, considérée comme un hourdis, portant sur les directrices :

$$M = \frac{1000 H a^2}{8}$$

Il est facile de voir que ce moment est toujours insignifiant ; en effet la plus grande valeur de $\frac{1000 a^2}{8}$ est, pour $a = 0{,}14$, de 2,45 ; le plus petit moment de résistance est pour une épaisseur de paroi répondant à $h = 3$, de : $7{,}13 \times 3^2 = 64$ kgm. et permet par suite une valeur de : $H = \frac{64}{2{,}45} = 26$ m. environ.

91. Applications numériques. — *On demande de calculer un réservoir cylindrique non couvert de 10 mètres de diamètre et de 4 mètres de hauteur.*

1° ***Calcul des directrices par le 1er procédé.*** — Divisons la hauteur en quatre parties égales de 1 m. chacune ; la section de métal dans le tronçon I à partir de la base sera d'après le paragraphe précédent :

$$S_1 = \frac{1000 \times \overline{4}^2 \times 10}{2 \times 1200 \times 4} = 16 \text{ cm}^2 66$$

soit des ronds de 15 à l'écartement de :

$$\frac{1{,}76}{16{,}66} = 0 \text{ m. } 106$$

Dans le tronçon II :

$$S_2 = \frac{1000 \times \overline{4}^2 \times 10 \times 3}{2 \times 1200 \times \overline{4}^2} = 12 \text{ cm}^2\, 5$$

soit des ronds de 14 à l'écartement de :

$$\frac{1,54}{12,50} = 0 \text{ m. } 123$$

Dans le tronçon III :

$$S_3 = \frac{1000 \times \overline{4}^2 \times 10 \times 2}{2 \times 1200 \times 4^2} = 8 \text{ cm}^2\, 33$$

soit des ronds de 10 mm. à l'écartement de :

$$\frac{78,5 \times 100}{833} = 9 \text{ cm. } 4$$

Enfin dans le dernier tronçon :

$$S_4 = \frac{1000 \times \overline{4}^2 \times 10 \times 1}{2 \times 1200 \times \overline{4}^2} = 4 \text{ cm}^2\, 17$$

soit des barres de 8 mm. à l'écartement de :

$$\frac{0,50}{4,17} = 0 \text{ m. } 120$$

2° ***Calcul des directrices par le 2e procédé.*** — On choisira *a priori* à la base, des ronds de 14 mm. section 1,54 cm² et le 1er écartement donné par (12) sera :

$$a = \frac{1,54 \times 1200}{500 \times 10 \times 4} = 0 \text{ m. } 0924$$

Le 2e écartement pour $h = 4,00 - 0,0924 = 3$ m. 9076.

$$b = \frac{1,54 \times 1200}{500 \times 10 \times 3,9076} = 0 \text{ m. } 0945$$

Le 3e écartement pour $h = 3$ m. $9076 - 0,0945 = 3,8131$

$$c = \frac{1,54 \times 1200}{500 \times 10 \times 3,8131} = 0 \text{ m. } 097$$

On trouverait de même pour $h = 3,8131 - 0,0971 = 3,7161$.

$$d = \frac{1,54 \times 1200}{500 \times 10 \times 3,716} = 0 \text{ m. } 0994$$

on pourra ensuite faire choix de barres de 12 mm. et l'on aura :

$$h = 3,716 - 0,0994 = 3,6166$$

$$e = \frac{1,13 \times 1200}{500 \times 10 \times 3,6166} = 0 \text{ m. } 075$$

et ainsi de suite.

3° ***Calcul des génératrices.*** — D'après ce qui a été dit au paragraphe précédent le moment de flexion dans la partie de paroi comprise entre les deux premières génératrices est insignifiant.

Il serait ici inférieur à 5 kgm. ; il n'y a donc pas lieu de s'en préoccuper et on détermine la paroi, comme il a été dit pour les tirants, en ayant pour but d'éviter la formation des fissures dues à un travail trop considérable du mortier entourant les barres.

L'effort maximum qui sollicite la paroi est :

$$P = \frac{1000 \times 10 \times 4}{2} = 20.000 \text{ kgr.}$$

Le 1er écartement des ronds de 14, section 1 cm² 54, étant 0 m. 0924, la section totale de cette même armature sur 1 m. de long serait :

$$\frac{1}{0,0924} \times 1,54 = 16 \text{ cm}^2 66.$$

La formule (2) du § 82 donne pour la section de mortier :

$$S = \frac{20.000 - 375 \times 16,66}{25} = 550 \text{ cm}^2.$$

L'épaisseur minima qu'il convient de donner aux parois est donc :

$$S = \frac{550}{100} = 5 \text{ cm. } 5.$$

Pratiquement on pourrait leur donner 7 à 8 cm. à la base et 5 à 6 cm. au sommet, les génératrices étant formées de ronds de 6 mm. à l'écartement de 0 m. 12.

# CHAPITRE IX

## CALCUL DES PIÈCES COMPRIMÉES ET FLÉCHIES

### I. — CAS OU TOUTE LA SECTION TRAVAILLE EN COMPRESSION.

92. Détermination de la fibre neutre dans le cas d'une poutre non armée. — Supposons d'abord un solide homogène, en béton par exemple, ayant la forme de la fig. 50 et devant résister à une

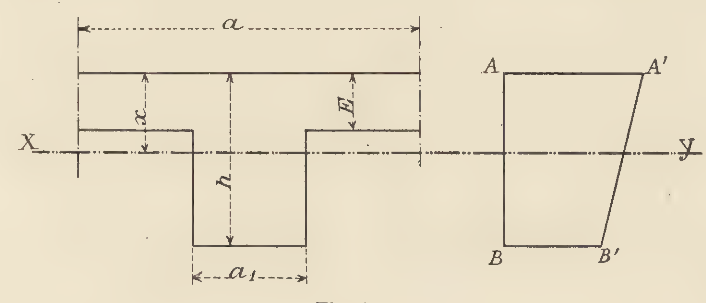



Fig. 50.

compression Q agissant au centre O de la nervure et à un moment de flexion M dû à des forces extérieures, une poussée horizontale, par exemple.

S'il y a compression dans toute la section, comme nous le supposons, nous aurons :

Sur la fibre extrême la plus comprimée :

$$AA' = \frac{Q}{\Omega} + \frac{xM}{I} ; \qquad (1)$$

Sur la fibre extrême la moins comprimée :

$$BB' = \frac{Q}{\Omega} - \frac{(h - x)\ M}{I} ; \qquad (2)$$

or : $$\Omega = a\mathrm{E} + a_1 (h - \mathrm{E})$$

et : $$\mathrm{I} = \frac{ax^3 - (a - a_1)(x - \mathrm{E})^3 + a_1 (h - x)^3}{3}$$

D'autre part $x$ étant la distance du centre de gravité à la face la plus comprimée est donnée par :

$$a\mathrm{E}\left(x - \frac{\mathrm{E}}{2} +\right) \frac{a_1 (x - \mathrm{E})^2}{2} = \frac{a_1 (h - x)^2}{2} ;$$

et en développant :

$$a\mathrm{E}x - \frac{a\mathrm{E}^2}{2} + \frac{a_1 x^2}{2} + \frac{a_1 \mathrm{E}^2}{2} - a_1 \mathrm{E}x = \frac{a_1 h^2}{2} + \frac{a_1 x^2}{2} - a_1 hx$$

d'où : $$x = \frac{\mathrm{E}^2 (a - a_1) + a_1 h^2}{2\left[\mathrm{E}(a - a_1) + a_1 h\right]} \qquad (3)$$

Dans les équations (1) et (2) tous les termes se trouvent donc connus et il sera facile d'évaluer les compressions AA′ et BB′ sur les arêtes extrêmes; si les résultats ainsi trouvés étaient inférieurs au taux de travail $r$ du béton comprimé il n'y aurait aucune armature à prévoir; si au contraire AA′ et BB′ sont supérieurs à $r$, il y aura lieu de prévoir les sections de métal S et $S_1$ nécessaires pour ramener le taux de travail du béton, au droit de la fibre la plus fatiguée, à son maximum $r$.

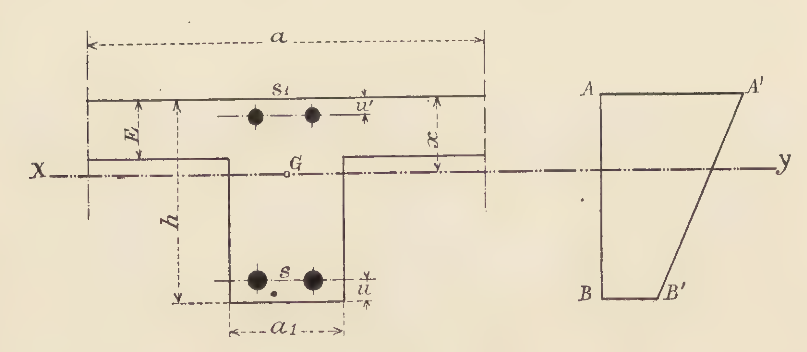



Fig. 51.

93. Détermination de la fibre neutre dans le cas d'une poutre armée. — D'après la fig. 51 et si on désigne par $\Omega_1$ la section de

béton correspondante à $S + S_1$ et $I_1$ le moment d'inertie de la section de métal introduite.

$$AA' = \frac{Q}{\Omega + \Omega_1} + \frac{xM}{I + I_1}.$$

$$BB' = \frac{Q}{\Omega + \Omega_1} - \frac{(h - x)\,M}{I + I_1}$$

On remarquera que I et $I_1$ doivent être pris par rapport à l'axe passant par le centre de gravité G de la section du solide rendu homogène en remplaçant les sections S et $S_1$ de métal par des sections $mS$ et $mS_1$ de béton supposées concentrées sur le même axe.

On a d'après cela :

$$\Omega + \Omega_1 = aE + a_1 (h - E) + m (S + S_1)$$

$$I + I_1 = \frac{ax^3 - (a - a_1)(x - E)^3 + a_1 (h - x)^3}{3} + m\,S_1 (x - u')^2 + mS\,(h - x - u)^2$$

Les formules précédentes deviennent alors :

$$AA' = \frac{Q}{aE + a_1 (h - E) + m (S + S_1)}$$
$$+ \frac{3xM}{ax^3 - (a - a_1)(x - E)^3 + a_1 (h - x)^3 + 3mS_1 (x - u')^2 + 3mS\,(h - x - u)^2} \quad (4)$$

$$BB' = \frac{Q}{aE + a_1 (h - E) + m (S + S_1)}$$
$$+ \frac{3M\,(h - x)}{ax^3 - (a - a_1)(x - E)^3 + a_1 (h - x)^3 + 3mS_1 (x - u')^2 + 3mS\,(h - x - u)^2} \quad (5)$$

On doit trouver AA' et BB' plus petits que $r$. Dans chacune de ces équations qui permettent de déterminer le diagramme des déformations, il rentre 3 inconnues S, $S_1$ et $x$, dont une au 3[e] degré. On ne peut donc résoudre le problème directement et il convient d'opérer par tâtonnements successifs en se donnant S et $S_1$.

Dans ce cas la valeur de $x$ serait donnée par l'équation des moments par rapport à l'axe XY passant par le centre de gravité :

$$aE\left(x - \frac{E}{2}\right) + \frac{a_1(x - E)^2}{2} + mS_1(x - u') = \frac{a_1(h - x)^2}{2} + mS(h - x - u)$$

d'où : $$x = \frac{E^2(a - a_1) + a_1 h^2 + 2m[S(h - u) + S_1 u']}{2[E(a - a_1) + m(S + S_1) + a_1 h]} \quad (6)$$

En résumé les opérations nécessaires pour le calcul d'une pièce

comprimée et fléchie seraient les suivantes : les valeurs $a$, $a_1$, E, H sont supposées fixées par les conditions du projet ou déterminées préalablement. On calculera la distance $x$ de la face la plus comprimée au centre de gravité par l'équation (3), c'est-à-dire en supposant que la section ne contienne pas d'armatures, et les valeurs AA′ et BB′ des compressions sur les fibres extrêmes par les formules (1) et (2). Si AA′ est supérieur à la limite $r$ que l'on ne doit pas dépasser pour la compression du béton, et au contraire pour $BB' < r$, on devra ajouter une section de métal $S_1$ placée le plus près possible de AA′.

On peut obtenir $S_1$ d'une façon approximative en faisant :

$$S_1 = \frac{[aE + a_1(x - E)](AA' - r)}{mr}$$

$x$ étant donné par (3).

Il y a lieu de vérifier ensuite ce résultat, en se servant des équations (4), (5) et (6) dans lesquelles on fera $S = 0$;

On devra trouver $AA' \leqq r$.

On opérerait de même si on trouvait également $BB' > r$, c'est-à-dire que dans ce cas il y aurait lieu de prévoir une deuxième armature de section S placée le plus près possible de AA′, indépendamment de celle $S_1$, et qu'on pourrait obtenir approximativement par :

$$S = \frac{[a(h - x)](BB' - r)}{mr}$$

Les sections S et $S_1$ choisies ainsi seront vérifiées par les formules (4), (5) et (6).

94. Simplification des formules précédentes. — On peut cependant simplifier les équations (4), (5) et (6) en opérant comme il va être dit :

La position du centre de gravité du solide étant déterminée par (3), soit :

$$x = \frac{E^2(a - a_1) + a_1h^2}{2[E(a - a_1) + a_1h]}$$

On peut s'imposer des sections S et $S_1$ de métal qui ne modifieraient pas cette position en écrivant :

$$mS_1(x - u') = mS(h - x - u)$$

d'où :

$$S = \frac{S_1(x - u')}{h - x - u}$$

L'équation (4) devient alors :

$$AA' = \frac{Q}{aE + a_1(h - E) + mS_1\left(1 + \frac{x - u'}{h - x - u}\right)}$$

$$+ \frac{3xM}{ax^3 - (a - a_1)(x - E)^3 + a_1(h - x)^3 + 3mS_1(x - u')(h - u - u')}$$

si l'on pose maintenant :

$$\Omega = aE + a_1(h - E)$$

$$I = ax^3 - (a - a_1)(x - E)^3 + a_1(h - x)^3,$$

on aura pour $AA' = r$

$$r = \frac{Q}{\Omega + mS_1\left(1 + \frac{x - u'}{h - x - u}\right)} + \frac{3xM}{I + 3mS_1(x - u')(h - u - u')}$$

Enfin si l'on pose :

$$A = m\left(1 + \frac{x - u'}{h - x - u}\right)$$

$$B = 3m(x - u')(h - u - u')$$

on trouve:

$$r = \frac{Q}{\Omega + AS_1} + \frac{3Mx}{I + BS_1}$$

d'où :

$$S_1 = -\frac{(AIr + \Omega rB - QB - 3MAx) \pm \sqrt{(AIr + \Omega rB - QB - 3MAx)^2 - 4ABr(\Omega Ir - QI - 3M\Omega x)}}{2ABr}$$

Cette expression permet de déterminer directement et sans tâtonnements $S_1$ et par suite S, connaissant Q, M et les dimensions de la pièce.

95. Cas d'une poutre rectangulaire. — Supposons d'abord la poutre non armée ; on aura : $E = 0$ et $a_1 = a$, d'où :

$$\Omega = ah ; \qquad I = \frac{ah^3}{12}; \qquad x = \frac{h}{2}$$

$$AA' = \frac{Q}{ah} + \frac{6M}{ah^2} \qquad (1\ bis)$$

et :
$$BB' = \frac{Q}{ah} - \frac{6M}{ah^2} \qquad (2\ bis)$$

Si maintenant la poutre est armée des sections S et $S_1$, on aura :

$$AA' = \frac{Q}{ah + m(S + S_1)} + \frac{3Mx}{a[(h - x)^3 + x^3] + 3mS_1(x - u')^2 + 3mS(h - x - u)^2}$$

$$BB' = \frac{Q}{ah + m(S + S_1)} - \frac{3M(h - x)}{a[(h - x)^3 + x^3] + 3mS_1(x - u')^2 + 3mS(h - x - u)^2}$$

$$x = \frac{ah^2 + 2m[S(h - u) + S_1 u']}{2[ah + m(S + S_1)]}$$

et si l'on se donne $S = S_1$ et $u = u'$, on a :

$$x = \frac{h}{2}$$

$$AA' = \frac{Q}{ah + 2mS_1} + \frac{3Mh}{\frac{ah^3}{2} + 12\,mS_1\left(\frac{h}{2} - u'\right)^2}$$

d'où l'on peut tirer $S_1$ comme précédemment en s'imposant $AA' = r$.

## II. — CAS OU UNE PARTIE DE LA SECTION TRAVAILLE EN COMPRESSION ET L'AUTRE PARTIE EN TENSION

96. Modification des formules précédentes. — Dans le cas de la fig. 52 où une partie de la section est comprimée et l'autre tendue,

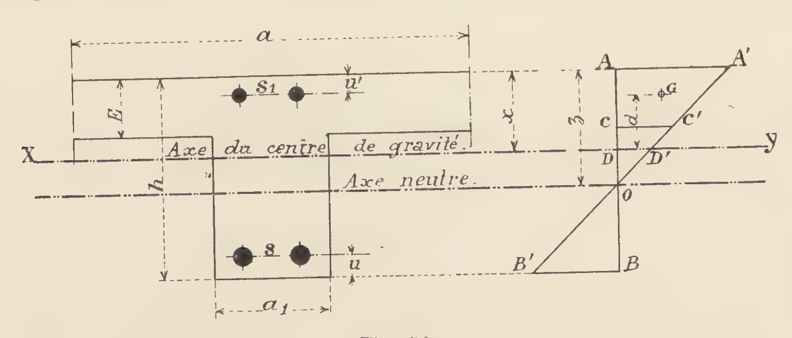



Fig. 52.

on appliquera toujours la formule fondamentale de la résistance des matériaux qui s'écrira alors :

Pression maxima sur la fibre AA' :

$$AA' = \frac{Q}{\Omega + \Omega_1} + \frac{Mx}{I + I_1}$$

Tension maxima sur la fibre tendue BB′ :

$$BB' = \frac{(h - x)M}{I + I_1} - \frac{Q}{\Omega + \Omega_1}$$

$\Omega + \Omega_1$ est la section totale de la pièce, soit :

$$\Omega + \Omega_1 = aE + a_1(h - E) + m(S + S_1)$$

$I + I_1$ est le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité, dans lequel on doit négliger la partie de béton travaillant en tension ; on a :

$$I + I_1 = \frac{ax^3 - (a - a_1)(x - E)^3 + a_1(z - x)^3}{3} + mS_1(x - u')^2 + mS(h - x - u)^2$$

$x$ étant la distance du centre de gravité du solide fléchi à la face AA′ sera donné par :

$$(7) \quad aE\left(x - \frac{E}{2}\right) + \frac{a_1(x - E)^2}{2} + mS_1(x - u') = \frac{a(z - x)^2}{2} + mS(h - x - u).$$

On obtiendra une 2[e] équation en écrivant que la somme des résistances à la compression doit être égale à Q. Remarquons que :

Le travail du béton comprimé au droit de AA′ doit être égal à $r$.

— — — CC′ — $\frac{r(z - E)}{z}$

— — des armatures $S_1$ — $\frac{r(z - u')}{z}$

Le travail du métal tendu doit être égal à R.

On a : résistance fournie par le hourdis :

$$\frac{aE}{2}\left(r + \frac{r(z - E)}{z}\right)$$

ou :

$$+ aE \times \frac{r(2z - E)}{2z}$$

résistance fournie par la partie OCC′ :

$$\frac{a_1(z - E)r(z - E)}{2z} = + \frac{a_1 r(z - E)^2}{2z}$$

résistance fournie par les armatures comprimées, $S_1$ :

$$+ \frac{mS_1 \times r(z - u')}{z};$$

résistance fournie par les armatures S tendues : — RS ;

D'où l'équation :

$$(8) \qquad Q = aE \times \frac{r(2z - E)}{2z} + \frac{a_1 r(z - E)^2}{2z} + \frac{mS_1 r(z - u')}{z} - RS.$$

Une troisième équation s'obtiendra en écrivant que la somme des moments de ces quantités par rapport à l'axe passant par le centre de gravité est égale au moment M des forces extérieures :

$$M = \frac{aEr(2z - E)d}{2z} + \frac{a_1 r(z - E)^2}{2z}\left[(x - E) - \frac{z - E}{3}\right]$$
$$+ \frac{mS_1 r(z - u')(x - u')}{z} - RS \times (h - x - u)$$

Dans cette expression $d$ est la distance du centre de gravité du trapèze ACC'A à l'axe XY ; on a donc :

$$d = x - \frac{E}{3} \times \frac{3x - 2E}{2x - E};$$

d'où :

$$M = \frac{aEr(2z - E)\left(x - \frac{E}{3} \times \frac{3x - 2E}{2x - E}\right)}{z} + \frac{a_1 r(z - E)^2}{z}\left[\frac{3x - (2E + z)}{3}\right]$$
$$+ \frac{mS_1 r(z - u')(x - u')}{z} - RS(h - x - u)$$

D'autre part la distance $z$ est donnée par la relation :

$$(10) \qquad \frac{DD'}{AA'} = \frac{OD}{OA};$$

d'où :

$$OA = \frac{AA'}{AA' - DD'} \times AD$$

dans laquelle : $OA = z$

$$AA' = \frac{Q}{aE + a_1(h - E) + m(S + S_1)}$$
$$+ \frac{3Mx}{ax^3 - (a - a_1)(x - E)^3 + a_1(z - x)^3 + 3mS_1(x - u')^2 + 3mS(h - x - u}$$

$$AA' - DD' = \frac{3Mx}{ax^3 - (a - a_1)(x - E)^3 + a_1(z - x)^3 + 3mS'(x - u')^2 + 3mS(h - x - u)^2}$$

et :

$$AD = x.$$

On a donc les 4 équations (7), (8), (9) et (10), contenant 4 inconnues $x$, $z$, S et $S_1$ qu'il sera possible de résoudre.

On peut encore opérer par tâtonnements en prenant comme première approximation de S et $S_1$ : 1° pour S, la section de métal qui est nécessaire pour résister au moment de flexion de S sans s'occuper de Q; 2° pour $S_1$, la section de métal qui est nécessaire pour résister à la charge Q sans s'occuper du moment M. On obtiendra ainsi des valeurs pour S et $S_1$ qui seront supérieures à celles exactes et qui devront être réduites par les approximations successives destinées à vérifier les équations précédemment établies.

---

## CHAPITRE X

### CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

97. Armatures transversales. — Dans les calculs précédemment donnés, on ne s'est préoccupé que de la recherche des sections de métal nécessaires dans le sens longitudinal pour résister, soit à la compression, soit à l'extension. Mais il y a à combattre également l'effort tranchant qui tend à trancher la pièce suivant une section transversale quelconque en la faisant glisser sur cette section, et qui produit dans cette pièce des cisaillements et des glissements. Les efforts de cisaillement sont verticaux et les efforts de glissement, égaux aux précédents lorsqu'ils sont pris au même point, sont horizontaux. On emploie pour résister à ces forces des étriers verticaux ou inclinés qui servent en même temps de liaison entre les membrures tendues et comprimées de la pièce. Nous allons donner les méthodes les plus usitées pour le calcul des étriers et en premier lieu un résumé de la remarquable étude faite à ce sujet par M. Pendariès, Ingénieur des Ponts et Chaussées (1), directeur des travaux de la ville de Toulouse.

98. Calcul des étriers dans les poutres fléchies. Méthode Pendariès. — Si l'on prend par exemple une poutre reposant sur deux appuis et chargée d'une façon uniforme, on sait que l'effort tranchant maximum est : $T = (p + p') \frac{l}{2}$ ; on sait également que ce maximum se produit aux appuis et que, au milieu, il est théoriquement nul. Mais un plancher ou un pont sont toujours soumis à une

(1) *Annales des Ponts et Chaussées,* 3e trim. 1906.

série de surcharges mobiles variables qui peuvent n'occuper qu'une partie de la travée et alors l'effort tranchant n'est pas nul au milieu et a, pour les points voisins, une valeur notablement supérieure à celle qui correspond à l'hypothèse d'une surcharge uniformément répartie. M. Pendariès propose d'admettre comme effort tranchant au milieu de la poutre, le quart de celui maximum sur les appuis, soit : $T_m = (p + p') \frac{l}{8}$

Le rôle des étriers dans les poutres en ciment armé est multiple : D'une part, ils assurent la transmission des efforts à la jonction du hourdis et de la partie supérieure des poutres, point faible de toutes les constructions, en raison de l'obligation où se trouvent généralement les constructeurs d'interrompre le bétonnage lorsque les poutres principales sont terminées jusqu'au hourdis. D'autre part ils s'opposent aux fissures inclinées à 45° qui tendent à se preduire près des appuis et qui sont manifestement dues à l'effort tranchant. Ils doivent donc être disposés en nombre suffisant, aux différents points de la travée pour résister, dans la longueur d'une fissure fictive traversant la poutre à une partie de l'effort tranchant ou à la totalité, si on ne tient pas compte de la résistance au cisaillement de l'âme en béton des poutres ; à une partie seulement, si on tient compte de cette résistance, qui est loin d'être négligeable.

Pour conserver les mêmes notations que précédemment on désignera par :

$d$ le bras de levier du couple fléchissant.

$T_x$ l'effort tranchant dans la section d'abscisse $x$ à partir de l'appui le plus voisin.

$e_x$ l'espacement maximum, dans le sens longitudinal des étriers ou des groupes d'étriers dans le voisinage de cette section sur une longueur égale à $d$.

$n_x$ leur nombre sur une longueur de poutre égale à $d$ dans le voisinage de la section d'abscisse $x$.

$s$ la section totale, généralement constante, des étriers ou des groupes d'étriers situés dans une même section, normale à la direction de la poutre ; $s$ est supposé exprimé en millimètres carrés.

R' l'effort de cisaillement admis pour l'acier.

Si l'on s'impose la condition qu'en chaque point de la travée, sur une longueur égale à $d$ les étriers soient capables d'équilibrer une fraction déterminée $\alpha$ de l'effort tranchant, on devra avoir :

$$N_x \times s \times R = \alpha T_x = \alpha T_a \times \left(1 - \frac{3x}{2l}\right) \qquad (1)$$

Et comme :

$$n_x = \frac{d}{e_x}$$

$$\frac{d}{e_x} \times s \times R = \alpha\ T_x ; \qquad (2)$$

on a donc :

$$T_x\, e_x = \frac{d \times s \times R}{\alpha} = \text{constante} \qquad (3)$$

Si A'M' (fig. 53) représente la ligne des efforts tranchants, le problème revient donc à partager le trapèze AMM'A' par des parallèles

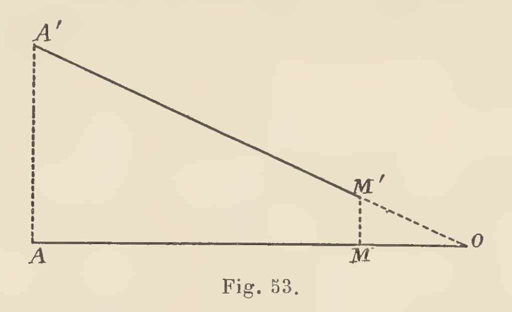



Fig. 53.

à AA' et MM' en un nombre déterminé N de parties équivalentes, N désignant le nombre total, inconnu, des groupes d'étriers distribués aux différents points de la travée. C'est ce nombre N qu'il s'agit de calculer.

Fig. 54.

Portons à partir d'un appui fig. 54 des longueurs égales à $d$ :

$$x_0x_1 = d ;\ x_1x_2 = d ;\ x_2x_3 = d... ;$$

Entre $x_0$ et $x_1$ il y aura $n_1$ groupe d'étriers

— $x_1$ et $x_2$ — $n_2$ —

— $x_{k-1}$ et $x_k$ — $n_k$ —

etc. . . . . . . . . . . . . . . . . . .

On supposera d'abord que $d$ soit contenu un nombre exact de fois dans $\frac{l}{2}$ et on écrira $\frac{l}{2} = pd$. Le milieu de la poutre coïncidera avec le point de division $x_p$. On déterminera $n_1$, $n_2$, $n_3$... $n_p$ par la condition que la résistance totale au cisaillement des groupes d'étriers situés entre les deux points d'abscisses $x_{k-1}$ et $x_k$ soit suffisante pour équilibrer une fraction déterminée $\alpha$ de l'effort tranchant en $x_{k-1}$ égale à $\alpha T x_{k-1}$.

On déterminera de même les valeurs $n'_1$, $n'_2$... par la condition que la résistance totale au cisaillement des groupes d'étriers situés entre les deux mêmes points $x_{k-1}$ et $x_k$ soit suffisante pour équilibrer la même fraction $\alpha$ de l'effort tranchant en $x_k = \alpha T x_k$. On formera les sommes :

$$\Sigma n_k = n_1 + n_2 + n_3 \dots \dots + n_p = N_1$$
$$\Sigma n'_k = n'_1 + n'_2 + n'_3 \dots \dots + n'_p = N'_1$$

et on prendra la moyenne :

$$\frac{N_1 + N'_1}{2}$$

Cette valeur moyenne donnera, aussi exactement qu'il est possible de le calculer avec l'hypothèse initiale, le nombre de groupes d'étriers que l'on devra disposer entre les points $x_0$ et $x_p$.

$$x_0 = 0 ; \quad n_1 = \frac{d}{e_0} = \frac{\alpha Ta}{Rs}\left(1 - \frac{3}{2}\frac{x_0}{l}\right) = \frac{\alpha Ta}{Rs} - \frac{3\alpha Tax_0}{2Rsl}$$

$$x_1 = d ; \quad n_2 = \frac{d}{e_1} = \frac{\alpha Ta}{Rs}\left(1 - \frac{3}{2}\frac{x_1}{l}\right) = \frac{\alpha Ta}{Rs} - \frac{3\alpha Tax_0}{2Rsl}$$

. . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . .

$$x_p = p ; \; n_p = \frac{d}{ep} = \frac{\alpha Ta}{Rs}\left(1 - \frac{3}{2}\frac{x_{p-1}}{l}\right) = \frac{\alpha Ta}{Rs} - \frac{3\alpha Tax_{p-1}}{2Rsl}$$

En additionnant :

$$\sum_{n_k}^{p} = \frac{\alpha Ta}{Rs} \times p - \frac{3\alpha Ta}{2Rsl}(x_0 + x_1 + \dots \; x_{p-1})$$

Or :

$$\left.\begin{array}{l} x_0 = 0 \\ x_1 = d \\ x_2 = 2d \\ \dots\dots\dots \\ x_{p-1} = (p-1)d \end{array}\right\} \text{ et } \sum_0^{p-1} x_k = \frac{(p-1)pd}{2}$$

d'où : $$N_1 = \frac{\alpha T a p}{Rs} - \frac{3\alpha T a}{2Rsl} \times \frac{(p-1)pd}{2}$$

mais $$pd = \frac{l}{2} ;$$

d'où : $$N_1 = \frac{\alpha T a}{8Rs}(5p+3). \qquad (4)$$

En déterminant $N'_1$ de la même manière on trouverait :

$$N'_1 = \frac{\alpha T a}{8Rs}(5p-3) ;$$

La moyenne N des deux valeurs est :

$$N = \frac{5\alpha T a}{8Rs}.$$

ou en remarquant que : $p = \frac{l}{2d}$, on a :

$$N = \frac{5\alpha T a l}{16Rsd}. \qquad (5)$$

Cette valeur est évidemment indépendante de l'hypothèse faite plus haut en ce qui concerne la valeur du rapport $\frac{l}{2d} = p$. Elle est donc exacte, que $p$ soit un nombre entier ou non. Il suffit simplement, dans la pratique, de prendre pour N le premier nombre entier supérieur au quotient :

$$\frac{5\alpha T a l}{16Rsd}$$

Le problème revient donc à diviser en 16 parties équivalentes par

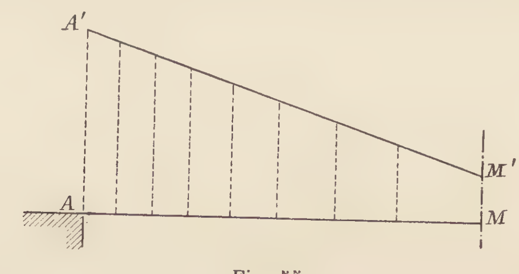



Fig. 55.

des parallèles aux bases un trapèze tel que AMM'A (fig. 55) dans lequel :

$$AA' = Ta$$

$$MM' = \frac{1}{4} Ta$$

$$AM = \frac{l}{2}.$$

Il y a deux solutions géométriques. Voici la plus simple. Sur A'M' comme diamètre décrire une demi-circonférence. Partager A'M' en N parties égales et aux points de division 1, 2, 3... élever des perpendiculaires à la droite A'M' qui rencontrent la demi-circonférence décrite snr A'M' comme diamètre aux points 1', 2', 3'... Du point O comme centre des ouvertures de compas, égales respectivement à O1', O2', O3'... etc., décrire des arcs de cercle qui coupent la droite A'M' aux points 1", 2", 3"... (fig. 56). Les points 1", 2", 3",.. etc., projetés sur AM donnent les emplacements cherchés.

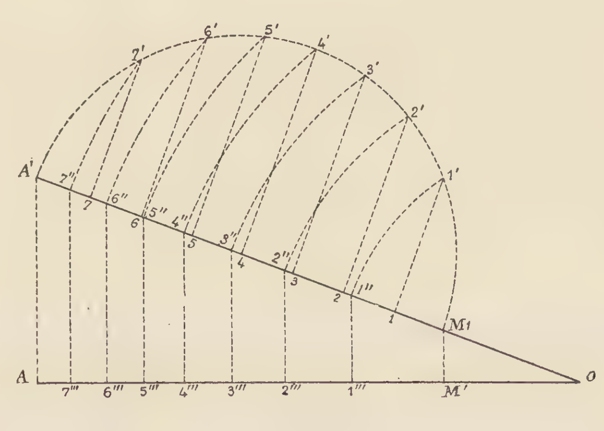



Fig. 56.

La répartition des étriers est ainsi faite rationnellement et, pour ainsi dire, machinalement, sans qu'il soit nécessaire de procéder aux tâtonnements toujours longs et pénibles qu'exige l'application de proche en proche d'un appui de la formule générale (2) trouvée plus haut. On constitue ainsi une poutre d'égale résistance théorique à l'effort tranchant aux différents points de la travée.

Si l'on voulait obtenir une précision plus rigoureuse, il faudrait introduire dans le calcul la résistance à l'effort tranchant de l'âme en béton des poutres, résistance qui est constante aux différents points de la travée. La formule fondamentale résultant des équations précédentes est la suivante :

$$\frac{d}{e_x} \times s \times R = \alpha T_x = \alpha \left[ T_a - \frac{2x}{l}(T_a - T_m) \right]$$

Si l'on désigne par $\Omega$ la section, généralement constante, de l'âme en béton des poutres et par $r_2$ la résistance unitaire au cisaillement admise pour le béton, on doit avoir aux différents points de la travée :

$$\frac{d}{e_x} \times s \times R + \Omega \times r_2 = T_a - \frac{2x}{l}(T_a - T_m) \qquad (6)$$

comme : $$n_x = \frac{d}{e_x}$$

on en déduit : $$n_x = \frac{T_x - \Omega r_2}{Rs}; \qquad (6\ bis)$$

Cette valeur s'annule pour : $T_x = \Omega r_2$, soit pour :

$$x = \frac{l}{2} \times \frac{T_a - \Omega r_2}{T_a - T_m} \qquad (7)$$

Désignons cette valeur de $x$ par $\frac{\lambda}{2}$ ; on a :

$$\frac{\lambda}{2} = \frac{l}{2} \frac{T_a - \Omega r_2}{T_a - T_m}$$

et par $p_1$ le quotient $\frac{\lambda}{2d}$ ; on a : $p_1 = \frac{\lambda}{2d}$

Pour calculer le nombre de groupes d'étriers qui devront être répartis entre les appuis et le point $x = \frac{\lambda}{2}$ à partir duquel l'effort tranchant est inférieur à $\Omega r_2$, nous avons à faire la somme des valeurs $n_1 - n_2 \ldots$ données par (6 bis). Le terme $T_x - \Omega r_2$ étant négatif pour toutes les valeurs de K supérieures à $p$, il est indispensable d'arrêter la sommation à $n_{p-1}$. En refaisant le calcul dont le détail a été donné plus haut, on trouve :

$$N = \frac{(T_a - \Omega r_2)^2 \times l}{4sRd\,(T_a - T_m)} \qquad (8)$$

Cette formule suppose implicitement que $\Omega r_2$ est plus grand que

$T_m$. Si $r_2$ était plus petit que $T_m$ elle cesserait d'être exacte et on devrait appliquer la formule suivante :

$$N = \frac{e\,(T_a + T_m - 2\Omega r_2)}{4Rsd} \qquad (8\ bis)$$

Les deux formules (8) et (8 bis) donnent très exactement le nombre de groupes d'étriers à répartir aux différents points de la travée. Pour leur distribution on remarquera que la formule (6) peut s'écrire :

$$n_x\,(T_x - \Omega r_2) = Rsd.$$

Si l'on reprend la construction géométrique indiquée plus haut et si l'on trace (fig. 57) une horizontale $A_1M_1$ telle que $AA_1 = \Omega r_2$, à l'échelle du dessin, l'ordonnée $X_1X'$ représentera justement :

$$T_x - \Omega r_2.$$

Le problème reviendra donc à partager le trapèze $A_1A'M'M_1$ en N

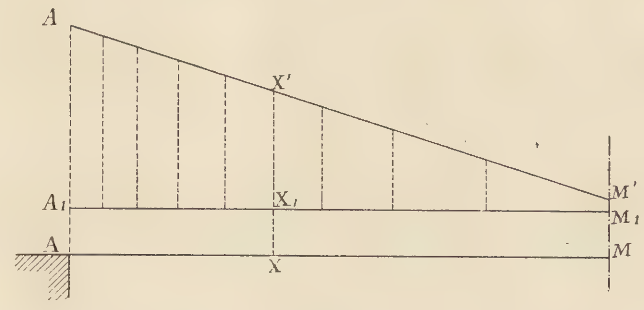



Fig. 57.

parties équivalentes, N étant déterminé par (8 bis). Si $\Omega r_2$ était plus grand que $T_m$, le trapèze $A'A_1M_1M'$ se réduirait à un triangle et on devrait pour le calcul de N appliquer la formule (8).

Les résultats donnés par l'application de ces deux dernières formules diffèrent de ceux donnés par l'application des formules précédentes en ce que les groupes d'étriers sont un peu moins nombreux pour l'ensemble de la travée, mais plus rapprochés près des appuis. Par contre il y a, dans l'axe de la travée, une zone assez étendue dépourvue d'étriers. Pratiquement cependant il est bon d'en prévoir,

au moins pour assurer la transmission des efforts à la jonction du hourdis et de l'âme des poutres maîtresses.

99. Autre méthode de calcul des armatures transversales. — La plupart des constructeurs se servent des formules suivantes pour le calcul de leurs étriers : désignons par :

$T_a$ l'effort tranchant à faire supporter aux étriers ;

$s$ la section totale de ceux-ci dans une même section transversale ;

$e$ le premier écartement des étriers à partir de l'appui ;

R le travail du métal au cisaillement ;

$d$ la longueur des étriers, égale à peu près au bras de levier du couple fléchissant.

On a :

$$T_a \times e = sRd$$

d'où :

$$e = \frac{sRd}{T_a} \qquad (1)$$

Si au contraire on se donnait l'écartement des étriers on aurait pour leur section :

$$s = \frac{T_a \times e}{R \times d} \qquad (2)$$

Pour le calcul du 2ᵉ espacement on se servira de la même formule (1), mais en prenant la valeur $T_a$ qui correspondrait à une poutre dont la demi-portée serait : $\frac{l}{2} - e$.

Si l'on ne veut pas tenir compte de la résistance au cisaillement de l'âme en béton on prendra pour $T_a$ la valeur totale T de l'effort tranchant au point considéré. Si l'on veut tenir compte de cette résistance qui est égale à $\Omega r_2$, $\Omega$ étant la section de l'âme, et $r_2$ le travail du béton, on prendra :

$$T_a = T - \Omega r_2$$

T étant l'effort tranchant maximum au point considéré, $r_2$ doit être pris égal au dixième du coefficient de résistance employé pour le béton comprimé.

100. Glissement longitudinal des armatures tendues. — On doit s'assurer encore que les armatures longitudinales tendues ne

peuvent glisser dans leur gaine de béton ; considérons deux sections transversales AB et CD voisines l'une de l'autre et distantes d'une longueur $x$ (fig. 58). On calculera la valeur du moment de flexion $M_1$ au droit de la section AB et celle $M_2$ au droit de la section CD. Si nous désignons toujours par $d$ le bras de levier du couple fléchissant, l'effort de tension sollicitant les armatures au droit de la section AB est donné par : $F_1 = \frac{M_1}{d}$ et celui au droit de CD par : $F_2 = \frac{M_2}{d}$. L'effort tendant à faire glisser la barre dans la partie comprise entre AB et CD est : $F_1 - F_2 = \frac{M_1 - M_2}{d}$ ; si on désigne par $\varkappa$ le périmètre des armatures tendues, on aura comme travail au glissement :

$$r' = \frac{M_1 - M_2}{d \times \pi \times \varkappa}$$

C'est cette valeur qui doit au plus être égale au dixième du coefficient de travail employé pour le béton comprimé.

Il est facile de voir que $M_1 - M_2$ sera maximum aux appuis, bien entendu pour des longueurs $x$ égales. Cette vérification devra donc être faite dans la partie voisine des appuis et pour une longueur $x$ très faible.

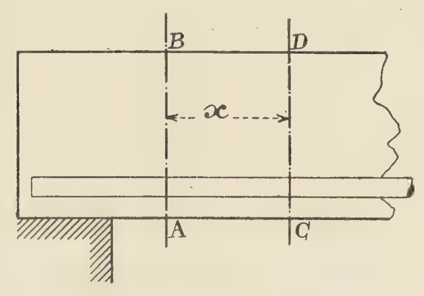


Fig. 58.

Certains constructeurs munissent l'extrémité des barres tendues de crochets ou pieds de biche formant ancrages au droit des appuis et qui offrent une certaine résistance au glissement, précisément dans la partie qui est le plus exposée à cet inconvénient.

En ayant soin d'ailleurs de n'employer pour les parties tendues que des barres de faible diamètre offrant une grande surface d'adhérence, on peut éviter l'emploi de ces crochets ou scellements qui demandent un travail de forge coûteux.

---

# CHAPITRE XI

## CHOIX ET PRÉPARATION DES MATÉRIAUX, COFFRAGES.

### I. — IMPORTANCE DU CHOIX DES MATÉRIAUX.

101. Ainsi que son nom l'indique, le béton armé est composé exclusivement de béton et de métal ; le choix de ces matériaux, de même d'ailleurs que leur mise en œuvre, sont d'une importance capitale et dans la plupart des ouvrages ayant eu des détériorations ou ayant provoqué des accidents, ces derniers ont été attribués, soit à la mauvaise qualité du ciment, du sable ou du gravillon, soit à la malfaçon. Si le constructeur n'éprouve aucune difficulté à se procurer les barres de métal répondant à ses besoins et cela grâce à l'outillage actuel des usines, il n'en est pas de même pour la fabrication du béton ; celui-ci doit en effet être l'objet de soins minutieux, et du choix des matériaux qui le constituent dépend beaucoup la qualité du travail. Les matières rentrant dans la fabrication d'un béton sont : chaux ou ciment, sable et gravillon ; nous allons étudier séparément chacune d'elles et nous examinerons ensuite les circonstances dans lesquelles elles trouvent un emploi approprié à leurs qualités.

### II. — CHAUX HYDRAULIQUE

102. Fabrication. — Lorsqu'on calcine ou soumet à l'action de fours puissants des roches naturelles ou des mélanges de carbonate de chaux et d'argile, on obtient les produits désignés sous le nom de chaux et ciments suivant la composition chimique des matières et les conditions de fabrication. Les chaux sont obtenues générale-

ment par la cuisson de pierres calcaires naturelles dans des fours spéciaux ; les pierres déjà concassées sont mélangées par couches alternatives avec du charbon, le chargement s'opérant par le haut d'une façon continue.

Si le produit qui est extrait des fours s'éteint très rapidement, se gonfle, tombe en poudre après avoir été immergé et exposé ensuite à l'air, et se dissout à peu près complètement dans l'eau renouvelée, il prend la désignation de chaux éteinte ou chaux grasse. Les chaux grasses nesont employées que dans les travaux de maçonnerie de très faible importance et doivent être rejetées pour tout travail exigeant quelque peu de soin.

Si le produit sortant des fours s'éteint très difficilement et n'est pas soluble dans l'eau, on le transporte dans des fosses où il est abondamment arrosé et de là dans des blutoirs qui en séparent une poudre fine prenant le nom de chaux hydraulique. Elles sont faiblement, moyennement ou éminemment hydrauliques suivant leur degré de solubilité dans l'eau et la dureté qu'elles y acquièrent.

103. Composition chimique. — Si nous prenons comme exemple la chaux bien connue de la maison Pavin de Lafarge, les résultats des analyses faites au laboratoire des Ponts et chaussées ont donné :

| | | |
|---|---|---|
| Silice | 23,40 | 0/0 |
| Alumine | 1,15 | — |
| Peroxyde de fer | 1,00 | — |
| Chaux | 64,90 | — |
| Magnésie | 1,20 | — |
| Acide sulfurique | traces | — |
| Pertes au feu | 8,35 | — |

Le poids spécifique est de 2,80 environ.

Le poids du litre non tassé est de 0 k. 770.

La résistance à la traction au bout de 7 jours varie entre 3 k. 800 et 4 k. 200 par centimètre carré et la résistance à l'écrasement entre 33 et 40 kgr. Ces chiffres vont en augmentant assez rapidement avec le temps, ils atteignent pour la pâte pure : à l'arrachement, une

moyenne de 8 kgr. au bout de 28 jours et de 17 kgr. au bout de 84 jours ; à l'écrasement, de 80 kgr. à 28 jours et de 180 kgr. à 84 jours.

104. Emploi. — La chaux hydraulique est surtout employée dans les constructions sous l'eau, les fondations, et en général dans toutes les parties non soumises aux efforts de traction et travaillant seulement en compression. Le béton de chaux hydraulique s'obtient par le mélange du mortier de chaux avec de la pierraille ou du gravier ; ce mélange, une fois fait à sec, sera passé dans un malaxeur où on ajoutera par petite quantité l'eau nécessaire à sa confection. On peut aussi broyer la chaux d'abord et l'amener ensuite, par une convenable addition d'eau, à l'état de pâte ductile et ferme ; le sable est mesuré sec ou légèrement arrosé s'il est nécessaire, puis mélangé à la chaux ; le tout est brassé jusqu'à ce que le mélange ne présente plus aucun point blanc ni aucun défaut d'homogénéité.

## III. — CIMENTS

105. Ciment Portland artificiel. — Les ciments Portland artificiels sont obtenus par la cuisson d'un mélange de carbonate de chaux et d'argile dans des fours analogues aux fours à chaux, mais dont le chargement continu est difficile à assurer en raison de la haute température. A la sortie des fours les roches sont triées ; seules, celles parfaitement cuites, sont concassées dans des appareils spéciaux et réduites en poudre ensuite au moyen de moules ou de laminoirs. Après un temps plus ou moins long de silotage, la poudre fine ainsi obtenue est livrée aux entrepreneurs dans des sacs ou barils.

La composition chimique du ciment de Pavin de Lafarge correspond en moyenne à :

| | | |
|---|---|---|
| Silice . . . . . . . . . . . | 29,20 | 0/0 |
| Alumine. . . . . . . . . . | 2,35 | — |
| Peroxyde de fer . . . . . . | 1,90 | — |
| Chaux . . . . . . . . . . . | 5,90 | — |
| Magnésie . . . . . . . . . | 1,60 | — |
| Acide sulfurique . . . . . . . | 0,75 | — |
| Perte au feu et éléments non dosés | 5,20 | — |

Le poids spécifique est de 2.99 et le poids du litre non tassé de 1 k,05.

Le ciment Portland artificiel est celui employé le plus couramment dans les constructions en ciment armé. La durée de la prise permet en effet d'entreprendre la construction sur une plus grande étendue et d'achever totalement la partie commencée avant que le mortier soit sec. Mais dans certains cas, cette qualité devient un défaut, par exemple pour les tuyaux coulés dans des moules spéciaux ; dans ces travaux, comme nous le verrons d'ailleurs plus loin, les constructeurs coulent d'un seul coup la quantité de mortier nécessaire, et ils emploient alors le ciment à prise rapide qui permet l'enlèvement des moules au bout de quelques heures seulement.

Les coefficients de résistance à la rupture pour des briquettes de ciment pur sont les suivants :

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| après 5 jours : | arrachement | 16 à 18 kgr ; | écrasement : | 140 à 150 kgr. |
| — 15 — : | — | 24 à 28 kgr ; | — | 230 à 235 kgr. |
| — 1 mois : | — | 30 kgr ; | — | 310 à 320 kgr. |

Les coefficients croissent assez rapidement avec le temps pendant une période de 5 ans environ, après lesquels ils restent stationnaires ou croissent encore lentement.

106. Ciment de laitier. — A la sortie des hauts-fourneaux, certains laitiers pouzzolaniques sont immergés, puis séchés et mélangés avec de la poudre de chaux ; ce mélange fait dans des appareils spéciaux doit être très intime et donne le produit désigné sous le nom de ciment de laitier. Tous les laitiers ne se prêtent pas à cette préparation car il faut que le rapport des dosages en chaux et silice soit compris entre 1 et 2. Il est évident que la poudre de chaux que l'on emploie doit être parfaitement éteinte, sinon on aurait fatalement des fendillements assez sérieux. Un bon ciment de laitier peut remplacer le ciment de Portland dans toutes ses applications et principalement pour les travaux exécutés sous l'eau, car dans ce cas son volume est absolument invariable.

107. Ciment pouzzolane. — Les expériences ont montré que l'addition de certaines matières pouzzolaniques aux produits hydrauli-

ques augmente la résistance des mortiers à la décomposition par l'eau de mer ; ce produit sera donc d'un emploi tout indiqué pour les travaux à la mer. Mais on peut l'utiliser encore dans certains cas, par exemple, lorsqu'on ne peut se procurer dans les environs un bon sable ou lorsque celui-ci est d'un prix trop élevé ; on peut alors griller de la terre à briques pour la triturer ensuite et en faire du sable ; l'argile étant une excellente matière pouzzolanique, on obtiendra, par son mélange à la chaux, un ciment pouzzolane pouvant remplacer le ciment portland ; mais il est évident que pour un travail soigné et important, ce procédé ne serait pas à recommander.

108. Mélange de chaux et ciment. — Quelquefois on forme un mortier bâtard, c'est-à-dire composé d'un mélange de chaux et ciment, lorsqu'il s'agit d'ouvrage de moindre importance. Mais il est nécessaire ici plus que jamais d'avoir des produits de très bonne qualité et le mélange doit être fait mécaniquement et avec les plus grands soins.

## IV. — SABLE

109. Classification et rôle. — Le sable joue également un grand rôle dans la fabrication du mortier ou du béton et on ne se préoccupe jamais assez de son influence sur la valeur du mortier. L'expérience a montré que l'on pouvait avoir à dosage égal des résistances très différentes avec des sables extraits pourtant de plages ou de carrières très rapprochées.

La Commission d'unification des méthodes d'essais a réservé le nom de *sables* aux mélanges dont les grains sont inférieurs à 5 mm. ; elle a désigné sous le nom de *gros grains* ceux compris entre 5 mm. et 2 mm. ; sous le nom de *grains moyens* ceux compris entre 2 mm. et 0 mm. 5, et sous le nom de *grains fins*, ceux inférieurs à 0 mm. 5. Les proportions des divers grains, classés comme il vient d'être dit, forment la composition granulométrique d'un sable.

M. Féret, chef du laboratoire des Ponts et chaussées de Boulogne-sur-Mer, a longuement étudié l'influence du sable sur la valeur du mortier et il en a déduit que, pour un même dosage, le meilleur

mortier compact est obtenu avec un sable contenant une certaine proportion de gros grains et de grains fins, mais sans grosseur intermédiaire. En outre les résistances des mortiers contenant un même poids de liant pour un même poids de sable sont les plus faibles pour les mortiers de sable régulier, d'autant plus faibles que les grains sont plus fins. Pour connaître la valeur d'un béton il convient donc de déterminer d'abord la composition granulométrique du sable et exclure ceux dont la composition physique paraîtrait mauvaise.

Parmi ceux-ci il faut citer particulièrement les sables argileux ou schisteux, surtout s'ils contiennent de l'humus, de la vase, ou des matières organiques ; ils retardent considérablement la prise ; lorsque les circonstances forcent à employer un sable légèrement argileux, il est indispensable de le laver avant emploi.

### V. — GRAVILLON OU PIERRAILLE

110. Rôle. — La qualité du gravillon ou de la pierraille est aussi un facteur important dans la constitution d'un béton. En principe on devrait employer des pierrailles de dimensions aussi grosses que le permettent les dimensions du travail que l'on a à exécuter ; dans les travaux de ciment armé on a le plus souvent à former des éléments de faible section contenant des armatures assez rapprochées, ce qui ne permet pas l'emploi de gravier bien gros. Ordinairement on se sert de gravillon passant dans le tamis à mailles de 0 m. 020 à 0 m. 025 et retenu par celui à mailles de 0 m. 007 à 0 m. 010.

La nature chimique ou minéralogique des pierrailles, quoique n'étant pas d'une importance capitale influe aussi sur la valeur du mortier et on devra rejeter les matières perméables et poreuses qui exigent une quantité d'eau plus forte et entraînent par suite une diminution de compacité du mortier.

Le gravillon de rivière présentant des arêtes aiguës constitue un excellent élément pour la fabrication des bétons, mais il n'est pas toujours facile de se le procurer et le prix de revient est, de ce fait, sensiblement élevé, si l'on ne se trouve pas à proximité d'une rivière. Aussi a-t-on souvent recours à la fabrication mécanique de la pierraille ; il est toujours facile de trouver soit des cailloux durs,

soit des déchets de pierre calcaire qui seront broyés dans des appareils spéciaux et réduits ainsi en gravettes de section convenable.

Il existe un grand nombre de ces appareils à broyer ou à concasser les cailloux, les uns fonctionnent comme des mâchoires mues mécaniquement, les autres sont des moulins à cylindres broyeurs ou encore des concasseurs à marteaux; mais les uns et les autres nécessitent l'emploi d'une force motrice relativement élevée, ce qui n'est certes pas un inconvénient dans un chantier important où cette installation n'augmente pas d'une façon sensible les frais généraux.

## VI. — FABRICATION DU BÉTON. DOSAGES.

111. Béton de ciment. — On appelle « béton » le mélange de gravillon ou pierres cassées avec un mortier de chaux ou ciment. Il est assez difficile d'établir par le calcul la valeur exacte d'un béton ou de déterminer le dosage qu'on doit admettre pour obtenir un béton répondant à des données établies, mais on peut dire d'ores et déjà qu'à compacité égale, les bétons doivent être d'autant plus résistants qu'ils contiennent plus de ciment et qu'avec le même dosage de ciment leur résistance croît avec leur compacité. M. Féret, chef du laboratoire des Ponts et chaussées de Boulogne-sur-Mer, a déduit de ses expériences les remarques suivantes :

1° La compacité du béton augmente en même temps que la grosseur des plus gros éléments de pierraille ;

2° Elle varie en raison inverse de la teneur du mortier en matière fixe ;

3° Elle décroît généralement quand on augmente la proportion de mortier combiné à la même quantité de pierre.

On déduit de là qu'il y a intérêt à augmenter autant que possible la grosseur de la pierraille, à employer un mortier de sable grenu et fortement dosé et à se servir de la plus faible quantité possible de mortier par rapport au volume de la pierre.

112. Dosages. — D'après ce que nous venons de dire, le dosage varie à l'infini suivant la nature du travail que l'on a à exécuter et

des matériaux employés ; le meilleur dosage est celui qui remplit les vides du béton. On emploie généralement les dosages suivants :

1° Pour les fondations, murs épais ou travaux sans armature métallique tels que murs de quai, de soutènement, digues, etc.., on peut prendre 2 volumes de pierre pour un volume de mortier, celui-ci étant dosé à 350 kgr. de chaux hydraulique ou à 250 à 300 kgr. de ciment.

2° Pour la construction des planchers, colonnes, cloisons, murs minces et en général de toutes les parois de faible épaisseur en ciment armé, on mettra :

300 à 400 kgr. de ciment suivant la résistance que l'on veut obtenir pour le béton ;
0 m³ 800 de gravier ou pierraille ;
0 m³ 400 de sable.

3° Pour la construction des réservoirs, cuves, bassins, radiers et de toutes parties demandant une grande étanchéité :

400 à 500 kgr. de ciment Portland ;
1 m³ 300 de sable contenant une légère partie de gravillon.

4° Pour la construction des tuyaux de diamètre variant de 0 m. 15 à 2 m. et exécutés d'avance dans des moules :

600 à 1000 kgr. de ciment à prise rapide ;
1 m³ de sable contenant une légère partie de gravier.

Il est bien certain que ces quelques dosages ne sont donnés qu'à titre d'indication et que tout entrepreneur avant de fixer la teneur de son béton doit se rendre compte surtout de la nature du travail et des efforts supportés par le béton ; s'il est en son pouvoir de faire des essais de résistance sur des blocs à divers dosages, il pourra choisir en toute connaissance de cause.

113. Préparation du béton. — La fabrication du béton, qu'elle soit faite avec de la chaux hydraulique ou du ciment, demande quelques précautions essentielles qu'il convient de ne pas négliger :

1° La quantité de liant, chaux ou ciment, devra être livrée dans des sacs ou barils dont on connaît au préalable le poids ; le sable et le gravier seront mesurés dans des caisses en bois spécialement construites à cet effet et donnant la mesure exacte équivalente à un sac de ciment suivant le dosage que l'on aura établi ; ainsi les dosages seront rigoureux et pourront être opérés rapidement, sans aucune erreur possible.

2° Le gravier et la pierraille devront être soigneusement lavés et débarrassés de la terre ou du sable qui les souille.

3° Si l'on ne dispose d'aucun appareil à fabriquer le béton, on devra d'abord mélanger intimement le ciment ou la chaux avec le sable, au moyen de pelles, rateaux ou griffes ; on jette ensuite le gravier mouillé par dessus en continuant à malaxer énergiquement ; la quantité d'eau contenue dans le gravier est presque suffisante pour la préparation du mortier ; sinon on ajoute le surplus strictement nécessaire, par petites doses successives, afin de mélanger le plus intimement possible et d'obtenir une consistance plastique, non avec un excès d'eau, mais par la force même du rabotage.

4° Dans des chantiers très importants il est indispensable d'avoir soit un malaxeur, soit une bétonnière pour la préparation rapide et soignée du béton. Dans certains malaxeurs, le mélange se fait au préalable à sec et l'eau est ensuite ajoutée par l'appareil qui corroie le béton. Dans d'autres, les matières sont mises dans une benne d'une façon quelconque, comme dans la bétonnière Anker dont nous donnons ci-après la description.

114. Bétonnière Anker (Système Gauhe). — Cet appareil de fabrication allemande est l'un des plus employés actuellement ; il est indiqué par la fig. 59. Le sable, le ciment et le gravier, sont versés exactement dosés dans la benne de l'appareil et dans un ordre quelconque. Cette benne s'élève ensuite graduellement et elle se déverse dans une trémie d'alimentation et de là dans l'intérieur du tambour mélangeur dans lequel elle entre pendant qu'il se trouve en rotation. Le mélange s'y effectue en une minute environ, et pendant ce temps on recharge la benne de l'élévateur de chargement qu'on a fait descendre au niveau du sol. Le mélange fini, par la manœuvre d'un le-

vier, on ouvre le couvercle du tambour toujours en rotation et le béton tombe dans un wagonnet placé immédiatement au-dessous et qui distribue la matière aux différents points du chantier.

Pour l'addition d'eau il se trouve sur la machine un doseur automatique se composant d'un réservoir principal sous lequel se trouvent

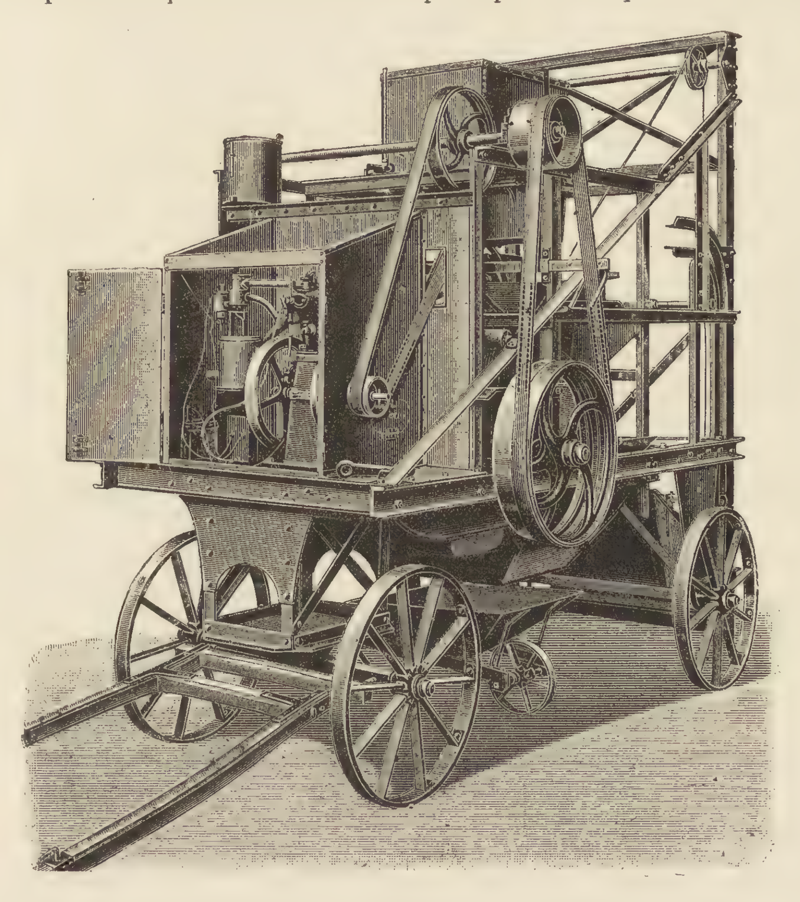


Fig. 59.

deux réservoirs doseurs. Ces trois réservoirs sont reliés entre eux et avec le tuyau de déversement amenant l'eau au tambour mélangeur. La quantité d'eau à introduire pour chaque chargement se règle à volonté au moyen des tubes de décharge pénétrant par le bas dans les bassins doseurs.

Dans l'intérieur du tambour mélangeur se trouve une râcloire oscillante ayant pour but d'empêcher l'adhésion du mortier de ciment sur les parois.

Pendant qu'on mélange une charge, on doit monter la charge suivante déposée dans la benne de l'élévateur jusqu'à la proximité du point de déversement dans la trémie d'alimentation où on la laisse en suspens. Après avoir vidé le tambour et après sa fermeture, on fait déverser immédiatement la matière dans la trémie d'alimentation, d'où elle doit entrer directement dans le tambour mélangeur toujours en rotation.

Pour une production de 6 m³ à l'heure, la force exigée est de 4 chevaux ; pour une production de 10 m³, 7 chevaux ; pour 20 m³, 10 chevaux ; pour 40 m³, 14 chevaux. On peut indifféremment fabriquer du béton de gravillon ou du béton de gros cailloux.

115. Mise en œuvre. — Quelle que soit la nature du travail à exécuter, une des conditions essentielles dont dépend la qualité du béton est la rapidité de sa mise en œuvre. Il faut, en effet, que la prise soit aussi peu avancée que possible lorsqu'on commence une nouvelle couche à pilonner, afin d'avoir une liaison parfaite entre les couches consécutives d'un même élément. On devra donc laisser très peu de distance entre le lieu de fabrication et le lieu d'emploi ; les longs trajets en brouettes ou en wagonnets occasionnent la chute des cailloux au fond, le ciment et l'eau remontant à la surface.

Une des principales qualités du béton armé résidant dans son homogénéité, on devra soigner le pilonnage d'une façon toute particulière ; on étendra des couches de béton successives de 6 à 10 cm. d'épaisseur sur toute la surface que l'on veut exécuter d'une seule traite et on commencera ensuite le pilonnage avec des dames de 8 à 15 kgr. ; il n'est point nécessaire de frapper fort, le damage devant se faire par petits coups secs, réguliers et aussi rapprochés que possible les uns des autres.

Si l'on exécute, par exemple, un plancher comportant des nervures, on devra arrêter le pilonnage de celles-ci au niveau de la face inférieure du hourdis, celui-ci se faisant ensuite par tronçons de 2 à 3 m. sur toute la largeur d'une travée. Dans certains cas,

soit que les dimensions des pièces à exécuter sont trop fortes, soit pour toute autre raison obligeant d'arrêter le travail, il se trouve qu'on est appelé à commencer une nouvelle couche après la prise du béton ; on a alors recours à des opérations spéciales exécutées avant la reprise du travail et qui sont les suivantes : il est essentiel de repiquer la couche précédente, de la laver et d'étendre une couche de mortier gras, ou encore de la badigeonner avec du ciment délayé dans de l'eau à consistance laiteuse, avant de commencer la nouvelle couche.

## VII. — COFFRAGE ET MISE EN PLACE DES ACIERS

116. Planchers et voutes. — Nous avons vu de quelle façon il convenait de fabriquer le béton pour que le travail fût fait dans de bonnes conditions et nous avons dit qu'il était transporté rapidement dans des moules ou coffrages préalablement établis. L'établissement de ces coffrages constitue souvent l'opération la plus longue et la plus coûteuse du travail, car le moule doit non seulement épouser la forme exacte de l'ouvrage terminé, mais il doit encore être assez solide pour supporter la poussée du béton, le poids propre et les coups répétés du damage.

Les bois généralement employés sont les madriers, bastings et planches et autant que possible les équarrissages des poutres doivent être établis de façon à utiliser les dimensions de ces bois et éviter ainsi le sciage et les pertes qui en résultent.

Les cintres pour voûtes ou ponts doivent être très soignés en raison des poids morts souvent considérables et des difficultés provenant du manque de points d'appui. Les dispositions des coffrages peuvent varier à l'infini et nous allons donner seulement deux exemples de cintres pour ponts qui ont été pris parmi les ouvrages récemment exécutés.

La fig. 60 est relative au cintrage d'une voûte en arc de cercle de 30 m. de portée, surbaissée au $\frac{1}{8}$ environ ; ici, on a supposé que l'on pouvait prendre 3 points d'appui intermédiaires.

La fig. 61 représente le cintrage d'un arc de 21 m. 50 d'ouverture avec 2 appuis intermédiaires seulement.

117. Précautions a prendre pour les coffrages. — Les moules doivent donner la forme définitive que devra avoir le monolithe une fois la construction terminée ; il est donc nécessaire qu'ils soient

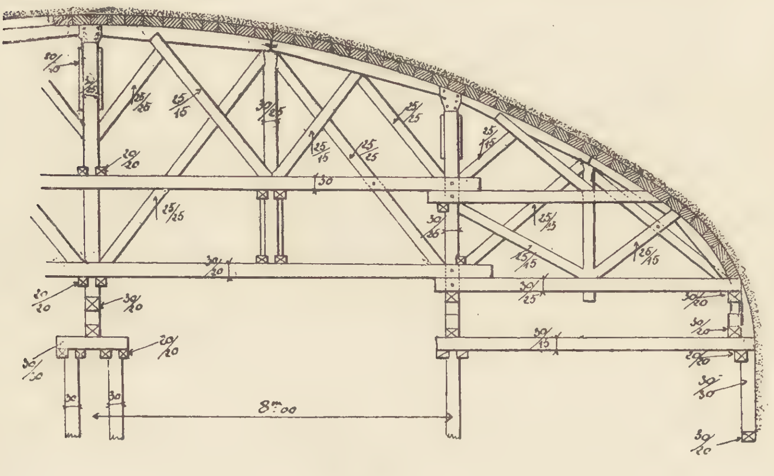



Fig. 60.

exécutés d'une façon soignée et surtout très solidement afin de maintenir la rigidité pendant le pilonnage. On devra s'assurer de l'état

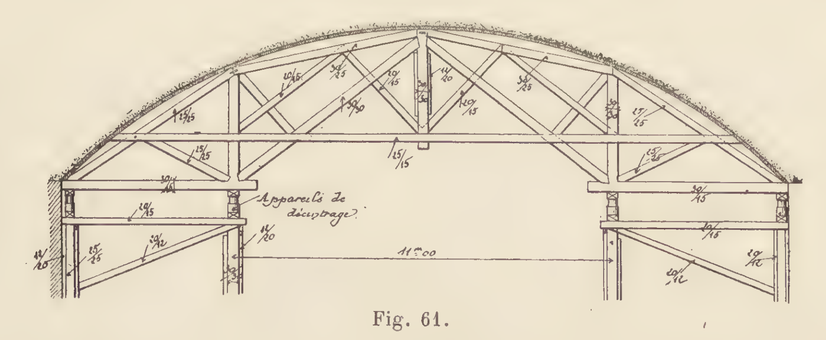



Fig. 61.

du terrain sur lequel reposent les étais et répartir par des dispositions spéciales la charge sur une étendue suffisante pour éviter le tassement. En outre si la construction comporte plusieurs étages,

les étais ou poteaux doivent être placés au-dessus les uns des autres afin de faire supporter le poids total de tous les planchers aux étais inférieurs, ceux-ci étant alors établis en conséquence.

Lorsqu'il s'agira d'un coffrage important, on calculera la charge supportée par chaque pièce et on s'assurera qu'elle ne dépasse pas les charges de sécurité suivantes, par cm² :

| | | |
|---|---|---|
| Pour | le sapin rouge. . . . | 55 à 60 kgr. |
| — | — blanc. . . . | 65 à 70 — |
| — | pin résineux . . . | 65 à 70 — |
| — | peuplier . . . . . . | 30 kgr. |

118. Décintrage. — L'enlèvement des cintres et des moules donne lieu à des précautions qu'il n'est pas inutile d'observer étant donné le nombre toujours croissant d'accidents qui proviennent uniquement du décoffrage. S'il n'est pas tout à fait sec, le béton ne présente aucune cohésion ni aucune résistance et il est incapable de supporter même son poids propre et à plus forte raison les charges supplémentaires qui peuvent exister à ce moment sur le plancher. Un décoffrage prématuré entraîne donc fatalement une catastrophe et c'est en effet ce qui s'est produit dans la plupart des cas où on a eu un accident à déplorer.

En outre si le béton n'est pas encore très sec, il faut éviter de frapper à grands coups de maillet pour pouvoir chasser les planches, car ces coups répétés peuvent ébranler certaines parties de la construction et déplacer sensiblement le centre de gravité des appuis.

Les planches servant de cintre aux hourdis, ainsi que celles formant les faces latérales des poutres pourront être enlevées au bout de 5 à 6 jours de beau temps, mais les fonds de poutres et les étais resteront en place pendant 3 semaines au moins. Si l'on éprouve quelque difficulté à retirer les bois à cause de l'adhérence du béton, on doit frapper à petits coups de maillet sur le champ des pièces mais jamais sur leur face plate afin de produire le moins d'ébranlement possible.

119. Appareils de décintrage. — Pour les planchers légers on se contente de faire reposer les étais sur des coins en bois que l'on

retire ensuite au moment du décoffrage et qui permettent d'avoir un certain jeu. Mais dans les voûtes par exemple et les ouvrages de grande portée, le pilonnage du béton et le poids propre considérable produisent dans les madriers un tassement tel qu'il serait impossible de dégager les assemblages si par une disposition spéciale on ne produisait pas un certain jeu dans l'ensemble. Ce résultat peut être obtenu de différentes façons : 1° par des sacs remplis de sable placés au droit des appuis des fermes, comme l'indique la fig. 62. Le travail étant terminé, on ouvre les sacs et le poids propre de l'échafaudage chasse une certaine partie du sable et produit de ce fait un soulagement suffisant pour dégager les assemblages. 2° La fig. 63 montre comment on peut produire cette détente au moyen de vérins composés de deux plateaux supportant le poids des fermes ; ces plateaux peuvent être rapprochés ou éloignés l'un de l'autre en tournant l'écrou central dans le sens voulu ; il est donc facile de produire un desserrage suffisant pour dégager lentement les coins. 3° Enfin on remplace souvent les

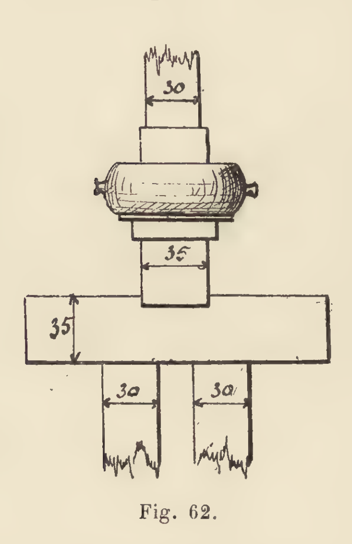


Fig. 62.

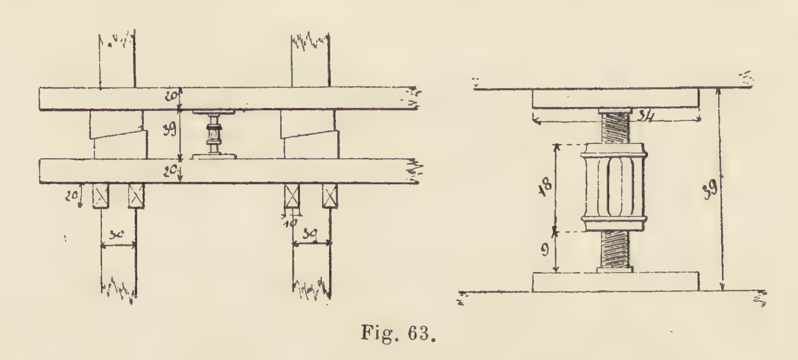


Fig. 63.

sacs de sable par des cylindres en tôle également remplis de la même matière et fonctionnant d'une façon identique.

## VIII. — DALLAGES — ENDUITS — DÉCORATION

120. Après le décoffrage, les planchers et ouvrages en ciment armé sont prêts à recevoir la décoration qu'on a jugée la plus convenable. Dans les sous-sols, planchers d'usines, etc., les plafonds restent à poutres apparentes. Un enduit au plâtre ou au ciment donne aux planchers, cloisons et piliers leur aspect définitif. La surface supérieure des planchers formant une aire plane, on peut avec faci-



Fig. 64.

lité établir soit un dallage en ciment, soit un carrelage ou encore un parquet établi sur lambourdes en bois.

Dans les maisons d'habitation, on dissimule les poutres par un plafond établi soit au moyen de lattes clouées sur des lambourdes scellées aux poutres, soit par des dalles en ciment armé rapportées



Fig. 65.

ou construites sur place. Dans certaines grandes pièces, magasins, etc., on peut obtenir des plafonds très décoratifs par une disposition judicieuse des poutres et en laissant celles-ci apparentes. La photographie (fig. 64) montre la disposition adoptée pour la construction du magasin des « Classes Laborieuses », à Paris (1).

Les murs, cloisons, etc., étant fabriqués dans des moules sur place, on pourra également donner à ceux-ci la forme nécessaire pour obtenir un aspect extérieur convenable et cela le plus économiquement possible. Depuis quelques années on a employé avec succès un nouveau mode de décoration de façades au moyen de grès flammés colorés qui paraissent s'appliquer plus spécialement au ciment armé. La teinte grisâtre et uniforme du béton donne un fond merveilleux aux motifs en grès colorés qui paraissent alors d'un relief saisissant.

La fig. 65 montre la photographie d'une façade de maison entièrement décorée au moyen des grès Bigot, assemblés à la brique armée. Les motifs de décoration sont munis de dispositifs permettant de faire passer les tiges de fer formant l'armature du mur de sorte que les grès concourent ainsi à la solidité de l'ouvrage au même titre que le béton (2).

(1) M. Ed. Coignet, entrepreneur de travaux publics.
(2) M. L. Roquerbe, entrepreneur.

# TROISIÈME PARTIE

## FONDATIONS ET TRAVAUX HYDRAULIQUES

---

## CHAPITRE XII

### GÉNÉRALITÉS SUR LES TRAVAUX DE FONDATION

121. Importance des travaux de fondation. — Une des parties les plus importantes dans la construction d'un édifice, pont ou ouvrage d'art, est évidemment celle qui comprend les travaux de fondations, puisque la stabilité de l'ensemble en dépend. On sait qu'aujourd'hui les progrès accomplis dans la fabrication de l'outillage et dans l'art de l'ingénieur ont permis d'établir des ouvrages d'art, des ponts par exemple, d'une importance considérable, qu'il a fallu asseoir sur des bases solides et pour lesquels les travaux d'infrastructure sont souvent presque aussi importants que les travaux de superstructure.

Il est donc indispensable de connaître d'une façon parfaite la nature du sous-sol avant de préconiser le système de fondation qu'il conviendra d'adopter. En principe on peut asseoir directement les fondations sur les terrains solides suivants :

1° Le rocher quand la couche atteint 2 ou 3 m. d'épaisseur et s'étend sur une surface suffisante en tous sens ;

2° Les sables et graviers qui ne sont pas soumis à l'action d'un cours d'eau et suffisamment encaissés pour être à l'abri des affouillements ;

3° Les argiles, glaises et marnes de 2 m. 50 à 3 m. d'épaisseur lorsque le terrain est absolument sec.

On doit écarter d'une façon absolue, à moins de les consolider, comme il sera dit plus loin, les terrains suivants :

1° remblais récents de terres rapportées ;

2° tourbes sèches ;

3° terrains marécageux.

122. Résistance des terrains. — Rankine a donné une formule pratique pour déterminer la charge que l'on peut faire supporter à un terrain dont on connaît la densité et l'angle de frottement. Si l'on désigne par :

P la charge par mètre carré que peut supporter le sol ;

$p$ le poids du mètre cube de terre ;

H la profondeur des fondations ;

$\varphi$ l'angle de frottement du terrain,

on a :

$$P = pH \times \frac{1 + \sin^2\varphi}{(1 - \sin\varphi)^2}$$

L'angle $\varphi$ varie suivant la nature du sol dans les limites suivantes :

| | |
|---|---|
| terre ordinaire . . . . . . . | 15 à 25° |
| argile mouillée . . . . . . . | 17 à 20° |
| sable sec . . . . . . . . . . | 21 à 37° |
| cailloux et graviers . . . . . | 39 à 48° |

Il est difficile d'ailleurs de procéder à des expériences exactes pour déterminer les charges que l'on pourrait faire supporter aux terres vierges. On ne peut se servir de prismes isolés, leur résistance étant due surtout à la cohésion des différentes couches et à la façon dont elles ont été mises à l'abri de l'action de l'eau. Les coefficients que l'on peut employer pratiquement par centimètre carré sont les suivants :

| | |
|---|---|
| terres très fluentes . . . . . | 0 k. 270 |
| terres boulantes . . . . . . . | 0 k. 500 |
| terre vierge et sable médiocre. . | 2 kgr. |
| argile compacte . . . . . . . | 3 kgr. |
| sable ferme et gravier . . . . | 5 kgr. |

123. Mobilité des terres. — Il convient de s'assurer également que les terres sur lesquelles on veut construire n'ont pas une ten-

dance à fuir latéralement sous la charge Tel est le cas par exemple des vases fluides qui peuvent supporter des poids considérables lorsqu'elles sont enfermées dans une enceinte et qui s'échappent même sous une faible charge lorsqu'elles sont libres. Les sables et graviers eux-mêmes peuvent être très mobiles lorsqu'ils sont de faible cohésion et désagrégés par des courants souterrains. Les précautions à prendre sont alors tout indiquées ; il suffit d'encaisser la partie au droit des points d'appui dans une enceinte de pieux et palplanches allant jusqu'au bon sol. Si celui-ci se trouve à une grande profondeur et s'il s'agit de supporter des charges peu considérables, on pourra opérer de la façon suivante :

Le terrain sera consolidé par l'apport de remblais de bonne terre qui s'enfonceront plus ou moins profondément et sur lesquels on établira un radier en ciment armé très étendu ; il faut évidemment que la répartition des charges par le radier se fasse d'une façon uniforme pour que les tassements qui pourraient se produire soient aussi uniformes que possible et ne fassent pas fissurer les maçonneries en élévation. Si au contraire les charges sont très fortes et réparties inégalement, il sera préférable de renoncer à fonder sur ce sol et d'avoir recours aux pieux ou aux caissons permettant de traverser cette couche mobile et d'arriver au sol résistant. Tous les sacrifices doivent d'ailleurs être faits pour arriver à ce résultat et pour des ponts récents de grande portée, on n'a pas craint de traverser des terrains mobiles de 20 à 30 m. d'épaisseur.

124. Terrains affouillables. — Un terrain peut être très résistant et cependant impropre à recevoir une construction sérieuse, s'il est soumis à l'action énergique d'un courant rapide. Il arrive fréquemment dans les fondations sur sable et gravier, établies au milieu de cours d'eau rapides, que peu à peu les fonds de gravier se trouvent entraînés par la force de l'eau qui agit encore à une très grande profondeur. Lors des fondations des piles du pont de Tarascon, on a remarqué que les affouillements atteignaient jusqu'à 14 m. de profondeur et on a remédié à ces inconvénients de la façon suivante :

On a battu une enceinte de pieux à 1m.50 environ du massif de fondation et l'intervalle a été rempli au moyen d'enrochements de

toutes dimensions; dans le cas de terrains affouillables de peu de profondeur, on se contente de munir d'enrochements la base des massifs de fondations en ayant soin de draguer sur quelques mètres tout autour de l'enceinte.

125. Amélioration des terrains. — Nous avons déjà dit qu'on pouvait rendre un terrain de peu de consistance propre à la construction et l'améliorer dans une certaine mesure par l'apport d'une certaine quantité de remblais de bonne terre qu'on laisse en place pendant un ou deux hivers. Quelquefois on enlève une couche de 1 m. à 2 m. de mauvaise terre pour la remplacer par du sable mouillé que l'on entoure d'une enceinte de palplanches. C'est ce que l'on appelle le radier de sable ; plusieurs édifices importants ont été fondés sur des terrains ainsi constitués et se sont très bien comportés, car le sable a l'avantage de répartir les pressions sur une grande surface et d'être incompressible, s'il est siliceux et légèrement humide. Dans le cas où l'on ne dispose que de sable sec, on aura soin de le pilonner par couches de 20 à 25 cm. en le mouillant très souvent.

Les terres rapportées, elles-mêmes, peuvent servir de base à des fondations de moyenne importance,si elles sont convenablement traitées; à cet effet on peut partir de ce principe que si un courant rapide est un grand inconvénient, quelle que soit la nature du sol,au contraire une faible quantité d'eau constamment renouvelée est un bon fortifiant. En établissant des remblais de terre rapportée, on aura soin de les arroser fréquemment après avoir toutefois pris les précautions nécessaires pour assurer l'évacuation des eaux. Les sables dragués rapportés dans un terrain sec constituent un excellent sous-sol de fondation.

Lorsque la couche de terre peu consistante est plus importante, on peut la consolider par les moyens suivants : après avoir entouré le terrain par une enceinte de pieux et palplanches, on bat des pieux en bois de 2 à 4 mètres de long, parfaitement ronds et que l'on retire aussitôt ; le trou est ensuite rempli de sable humide ou mieux d'un sable arrosé de lait de chaux. Les pilotis ainsi obtenus sont indestructibles et s'ils sont convenablement rapprochés, ils pourront supporter des charges considérables.

## CHAPITRE XIII

### FONDATIONS PAR SEMELLES ET RADIERS

126. Semelles sous murs. — Le cas le plus simple est celui où un banc de roches se trouve à peu de profondeur, car il suffit alors de dresser le rocher suivant une surface rugueuse et de faire reposer les murs sur cette assise au moyen d'un empattement de 10 à 20 cm. de largeur de chaque côté. Quelquefois on relie les maçonneries aux roches au moyen de goujons scellés dans celles-ci et pénétrant dans les soubassements de 0m. 50 environ. Mais ce cas se présente bien rarement car le sol ne peut très souvent supporter les charges

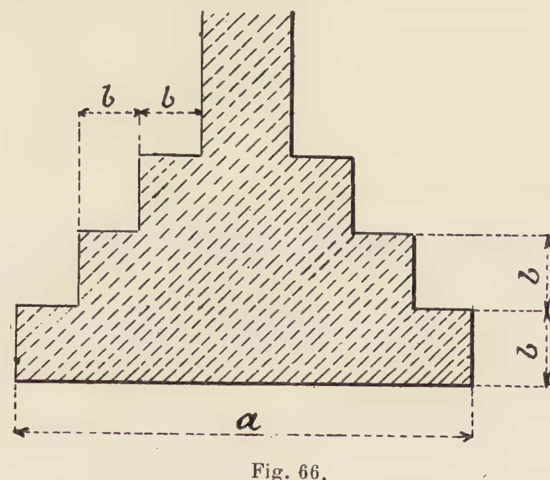



Fig. 66.

des murs que si de larges empattements, comme l'indique la fig. 66, augmentent considérablement la base d'appui. C'est alors qu'apparaît l'avantage du ciment armé, lequel permet d'obtenir la même base, tout en ayant un poids mort presque nul (fig. 67). Si les fon-

dations sont exécutées en béton ordinaire ou en maçonnerie, celles-ci devront en effet se prêter à la répartition des charges qu'on supposera faite à 45° et de façon à faire travailler la maçonnerie seu-

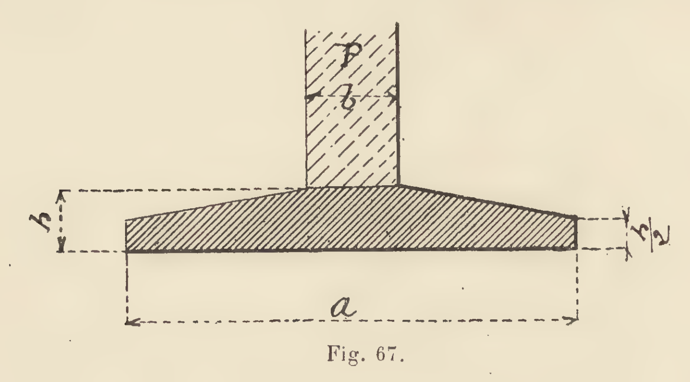



Fig. 67.

lement en compression. Si au contraire, il s'agit de ciment armé, on calculera la hauteur $h$ de la semelle pour supporter la réaction du sol en considérant un porte-à-faux égal à $\frac{a-b}{2}$ de chaque côté. On peut ainsi obtenir des bases très étendues avec une hauteur relativement faible et utiliser par suite des terrains pouvant supporter 0 kgr. 300 à 0 kgr. 500 par cm², résultat que l'on ne pourrait obtenir avec des fondations ordinaires.

127. Semelles sous piliers isolés. — Si au lieu de murs continus il s'agit de piliers isolés, on peut constituer l'assise en béton armé de deux façons : 1° si les piliers sont éloignés les uns des autres, on établira des semelles composées d'un hourdis A et de consoles C transmettant la charge P sur le sol (fig. 68) ; 2° si les piliers sont assez rapprochés, les semelles seront constituées par une poutre reliant les piliers et un hourdis en porte-à-faux, comme l'indique la fig. 69. Cette dernière disposition permet de relier les bases de tous les piliers, et en obtenant un ensemble homogène, d'éviter par suite des tassements locaux.

128. Calcul des semelles en ciment armé. — Reprenons la fig. 69 précédente relative au cas d'une semelle de répartition sous mur.

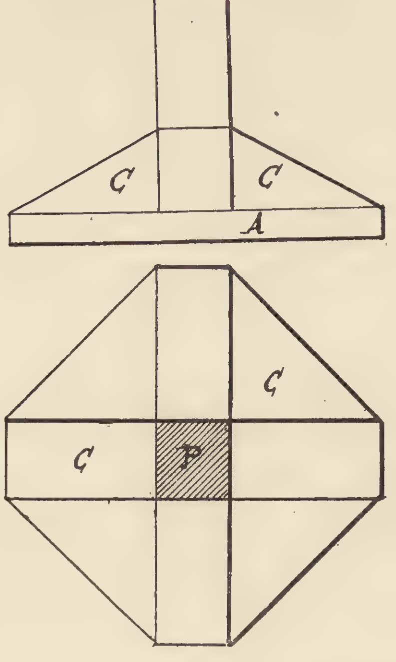
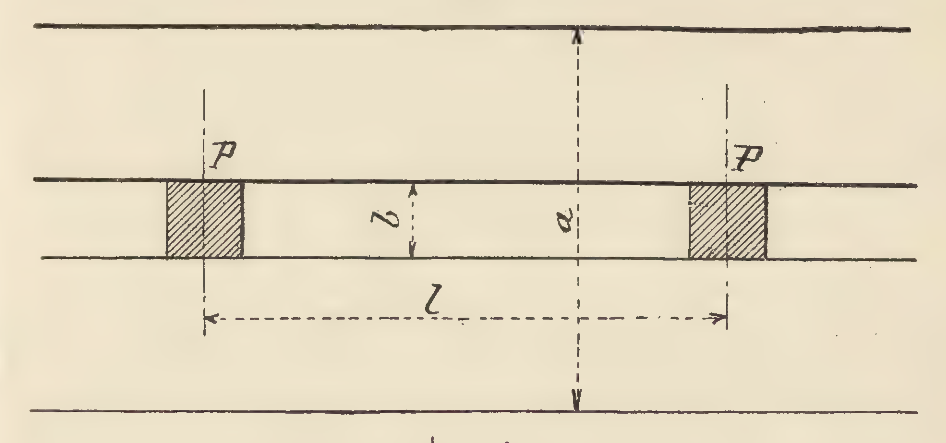



Fig. 68.



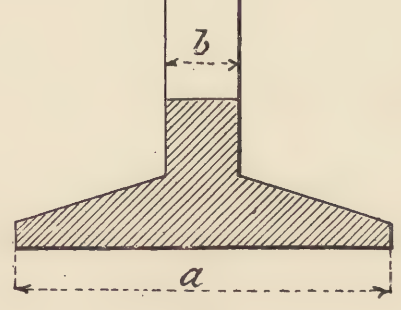




Fig. 69.

Soit P la charge totale par mètre courant à la base du mur ; $p$ le poids propre de la semelle en béton armé. On déterminera la largeur $a$ de la semelle par la formule suivante, si l'on désigne par R la charge que peut supporter le terrain par centimètre carré :

$$R = \frac{P + p}{10.000\,a};$$

d'où :

$$a = \frac{P + p}{10.000 R};$$

D'après cela on aurait :

Porte-à-faux de la semelle :

$$\frac{a - b}{2};$$

Surcharge par mètre courant : $\frac{P}{a}$;

Moment de flexion à l'encastrement :

$$M = -\frac{P}{a} + \frac{(a - b)^2}{4 \times 2} = -\frac{P(a - b)^2}{8a}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{P}{a}(a - b);$$

On déterminera ensuite l'épaisseur $h$ et les sections de fer en se servant des formules données dans les chapitres précédents.

S'il s'agit maintenant de piliers réunis par une semelle, reprenons la fig. 69 et désignons par :

P la charge transmise par chaque point d'appui ;

$p$ le poids propre total de la semelle B et de la poutre A sur la longueur comprise entre les deux piliers.

$l$ la distance d'axe en axe des piliers,

On aura :

$$R = \frac{P + p}{10.000 \times a \times l}$$

d'où :

$$a = \frac{P + p}{10.000\,Rl}$$

Déterminons maintenant les moments de flexion et efforts tran-

chants sollicitant la semelle B et la poutre A. On a : 1° semelle B:

$$\text{porte-à-faux} = \frac{a - b}{2};$$

$$\text{charge par mètre carré} = \frac{P}{al};$$

Moment de flexion à l'encastrement :

$$M = -\frac{P}{al} \times \frac{(a-b)^2}{4 \times 2} = -\frac{P(a-b)^2}{8\,al};$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{P}{al}(a-b).$$

2° poutre A :

On remarquera que la poutre *A* dont le rôle est de transmettre au sol la charge des piliers *P* doit être considérée comme encastrée sur les appuis. On aura donc :

Charge totale à répartir : P ;

Portée : *l*.

Moment à l'encastrement :

$$M_1 = -\frac{Pl^2}{12}$$

Moment au milieu de la portée :

$$M_2 = +\frac{Pl^2}{24}$$

Effort tranchant : $T = \frac{P}{2}$

Enfin dans la disposition des armatures il est bon d'observer que les semelles sous murs ou sous piliers doivent être assimilées à des planchers renversés, c'est-à-dire chargés de bas en haut. La partie supérieure de l'élément se trouve comprimée et la partie inférieure tendue, s'il s'agit de moments négatifs, et *vice versa* s'il s'agit de moments positifs.

129. Radiers. — Dans le cas où les charges des piliers ou murs sont assez considérables, et si les points d'appui supportant la construction sont rapprochés, on a alors intérêt à relier toutes les semelles et à constituer un radier général muni de poutres et poutrelles

dans tous les sens. Ce système de construction est excellent, car toutes les parties de l'ouvrage étant intimement reliées entre elles, la construction se trouve à l'abri des défections locales qui pourraient se produire dans le sol de fondation et provenant soit d'un mouvement brusque, soit d'une cause quelconque extérieure qui viendrait modifier la stabilité de l'édifice. On conçoit alors que le ciment armé se prête admirablement à ces travaux, car il est facile de relier ensemble les armatures de toutes les parties de la construction de façon à obtenir une ossature générale qui, par son enrobement dans le béton de ciment, sera rendue inaltérable.

La pratique a d'ailleurs pleinement confirmé tous les avantages qu'on avait prévus, car nombre d'usines ont été établies par ce moyen sur un sol réputé mauvais et ont donné les meilleurs résultats.

Les journaux ont donné, il y a quelque temps, la photographie que nous reproduisons (fig. 70) d'une minoterie construite à Tunis, qui à la suite d'un affaissement brusque a pris la position indiquée par l'image. Il s'agissait de plusieurs bâtiments de 60 m. de long sur 20 m. de large comprenant cinq planchers et une terrasse, le tout construit en ciment armé et reposant, par l'intermédiaire d'un radier général en ciment armé, sur un terrain vaseux de 30 à 40 m. de profondeur. Peu après l'achèvement des travaux, le sol fut chassé en avant par une cause inconnue et toute une façade s'enfonçant de plusieurs mètres se trouva en porte-à-faux de 3 m. à 3 m. 50. On peut se rendre compte, sur la photographie, que malgré cette brusque déformation, la façade resta absolument alignée et aucune fissure ne s'étant produite à l'intérieur du bâtiment, on entreprit de le redresser. Pour cela on creusa au-dessous de la partie du radier la plus haute et le chargement des planchers de cette partie acheva le redressement qui fut exécuté de façon parfaite ; néanmoins, un étage s'était enfoncé presque entièrement dans le sol. Enfin quelques mois après, une rupture d'égout, survenue un peu plus loin, occasionna un nouvel éboulement et un deuxième bâtiment se trouva dans la même position que le premier, en porte-à-faux. Il fut redressé d'ailleurs de la même façon. C'est là, pensons-nous une épreuve unique qui montre quelle cohésion et quel degré de stabilité on est en droit

d'attendre du ciment armé. On peut en conclure qu'un bâtiment dont le sous-sol serait constitué par un radier, les parois verticales formant un cloisonnement analogue à celui des navires, le tout relié par le plancher du rez-de-chaussée, un tel bâtiment peut être considéré comme étant à l'abri de toute défection.



Fig. 70.

Pour le calcul du radier on opérera comme il a été dit pour les semelles sous piliers isolés, en l'assimilant à un plancher renversé.

130. Voutes renversées. — Etanchéité de caves. — Quelquefois il y a intérêt à constituer le radier au moyen de voûtes renversées au lieu de poutres et hourdis ordinaires ; on obtient alors l'aspect de la fig. 71 : l'assise du radier peut se faire soit suivant un plan horizontal, soit suivant une courbe parallèle ou non à l'intrados des voûtes ; en tout cas le sol doit être préalablement dressé pour recevoir une couche de béton maigre de 10 à 15 cm d'épaisseur qui sera capable de supporter le pilonnage du ciment armé

proprement dit. Ce système est surtout avantageux lorsqu'on a une série de murs parallèles placés à égale distance ou à peu près, car les poussées horizontales s'annulent alors au droit des murs intermédiaires et l'on a à se préoccuper seulement de la poussée dans les travées extrêmes alors munies de tirants. En général les voûtes sont plus économiques que les planchers et cette économie est d'au-

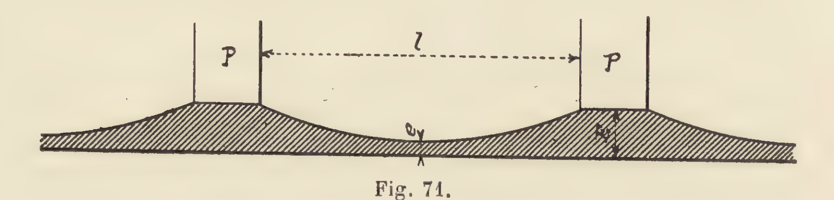


Fig. 71.

tant plus grande que le nombre de travées adjacentes est plus élevé.

Le système des voûtes renversées est encore employé lorsqu'un sous-sol, sujet aux inondations, doit être rendu étanche; dans ce cas la voûte doit être calculée pour supporter la hauteur d'eau maxima qui peut se produire au moment des plus fortes crues et le sous-sol doit être muni de parois étanches montant au moins jusqu'au niveau de l'eau.

Dans le cas où une voûte renversée a été établie pour répartir le poids du bâtiment sur le sol, faut-il ajouter à la charge ainsi obtenue celle provenant de la sous-pression d'eau qui pourrait se produire? Le poids du bâtiment et la charge d'eau étant de sens contraire ne s'ajoutent pas et on peut même dire que la sous-pression soulage le travail du sol; mais pour tenir compte de cette circonstance dans le calcul de la voûte, il faut évidemment que la sous-pression qu'on déduira du poids de l'édifice soit celle minima, c'est-à-dire que dans aucun cas le niveau de l'eau ne puisse être inférieur à celui ainsi considéré.

De même qu'on peut constituer un radier par un plancher renversé comme nous venons de le voir, de même on peut établir un ensemble de voûtes et pieds-droits se comportant de la même façon au point de vue de la répartition des charges. Citons à cet effet une disposition intéressante brevetée par M. Ed. Coignet et qui a été appliquée dans un projet de construction du Palais législatif de

Mexico. Dans ce système, pour répartir convenablement l'action des charges isolées qui proviennent de l'ensemble de l'édifice et qui s'exercent sur les pieds-droits, on remplace la maçonnerie de ces derniers par des poutres longitudinales calculées de manière à présenter la résistance à la flexion nécessaire pour que les charges isolées se répartissent d'une façon uniforme le long de ces pieds-droits et ensuite sur le sol à l'aide de voûtes renversées ou de dalles planes s'appuyant sur les pieds-droits. Pour élargir considérablement la base d'appui de cette voûte ou dalle principale, on utilise des pieds-droits secondaires de même constitution que les pieds-droits principaux, mais perpendiculaires à ceux-ci afin de pouvoir faire entrer en jeu de nouvelles voûtes ou dalles.

Enfin on emploie les voûtes ou planchers droits renversés pour obtenir l'étanchéité des caves dont le radier se trouve susceptible d'être renversé. Dans ce cas la partie du sous-sol, qu'on veut mettre à l'abri de l'eau, doit former une cuvette étanche capable de résister à la pression correspondante au niveau des plus hautes eaux observées. Cette pression agissant de l'extérieur à l'intérieur, la forme cylindrique ou voûte renversée convient admirablement au radier au point de vue économique ; les parois seront calculées comme des murs de réservoir supportant également une pression extérieure ; dans bien des cas le sous-sol se trouve déjà entouré de murs en maçonnerie ou en béton dont le poids est suffisant pour équilibrer la poussée de l'eau ; on prévoira alors un simple revêtement étanche de 0 m. 06 à 0 m. 08 d'épaisseur relié en divers points à la maçonnerie au moyen de goujons de scellement.

131. Système de semelles et radier, dit de Chicago. — Nous devons signaler un procédé de fondation très appliqué dans l'Amérique du Nord et connu sous le nom de système de répartition de Chicago, que les Américains assimilent aux constructions en ciment armé. Ce système consiste à établir sous l'assise d'un pilier une série de fers à I ou de rails comme l'indique la fig. 72, le nombre de files superposées variant suivant la base d'appui que l'on veut obtenir sur le sol de fondation. Les armatures métalliques sont alors enrobées dans un massif de béton de ciment, de façon à obte-

nir une base suffisamment large et solide à l'abri de toute destruction. Lorsque la construction comporte une série de piles ou murs supportant des charges bien différentes, on opère de la façon suivante : chaque point d'appui repose sur une semelle établie comme

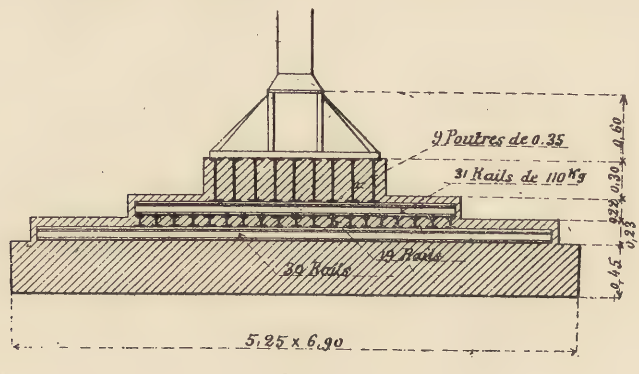



Fig. 72.

il vient d'être dit et dont les dimensions ont été déterminées d'après le coefficient de travail que l'on s'est imposé; toutes les semelles ainsi obtenues reposent alors sur un radier général également armé de poutres métalliques légères.

Ce système donne d'assez bons résultats, mais présente l'inconvénient d'être coûteux et très lourd; ce dernier point surtout est grave, car si l'on a recours à un radier général pour supporter une construction, c'est généralement parce que le terrain ne peut supporter que de faibles pressions ; or le système de répartition dit de Chicago exige, pour des charges un peu importantes et des empattements étendus, des épaisseurs très fortes et par suite un poids propre considérable, alors que les solutions examinées précédemment, voûtes ou radiers en ciment armé, permettent des épaisseurs très faibles et ont un poids propre presque négligeable.

## APPLICATIONS

132. Semelles sous piliers, système Hennebique. — La fig. 73 donne la coupe transversale d'un plateau général établi pour supporter des silos à blé d'un poids considérable, à Gênes. Les piliers

en ciment armé sont reliés à leur base par des poutres longitudinales et transversales transportant les charges sur un hourdis de 0 m.30 d'épaisseur totale à l'aide de forts goussets et de poutres. Avec une hauteur disponible de 1 m.50 on a ainsi constitué un ra-

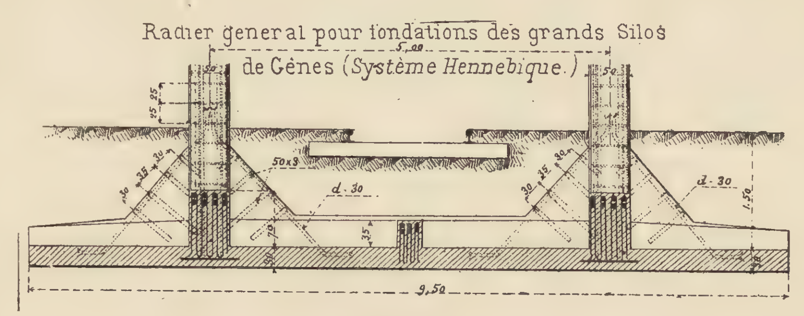



Fig. 73.

dier général de 9 m.50 de largeur sur toute la longueur des silos ; après complet chargement des silos, la construction, qui occupait plusieurs milliers de mètres carrés, s'est abaissée d'une façon régulière et uniforme de quelques centimètres seulement.

133. Fondations par la méthode de Chicago. — La fig. 72 nous a déjà montré une semelle de pilier en fer avec base de répartition de de 5 m. 25 × 6 m.90 et 1 m.20 d'épaisseur totale ; l'armature de cette semelle est composée d'une série de 9 poutres à I de 350 mm. reposant elles-mêmes sur 3 assises de rails de 110 kgr. par mètre courant, la première assise étant formée de 31 pièces, la 2e de 19 et la 3e de 30 pièces. La répartition obtenue par cette pyramide d'armatures ne peut être qu'excellente, mais par contre très coûteuse car on ne tient pas compte de la résistance que peut fournir le béton lui-même qui ne joue ici que le rôle d'enveloppe protectrice et qui aurait pu recevoir un emploi plus judicieux.

Tel est le système de fondation primitivement prévu pour établir l'assise du Palais Législatif de Mexico actuellement à l'étude ; cet important édifice, dont la construction a été confiée à un architecte français M. Bénard, repose, par l'intermédiaire d'une série de piles métalliques ou en maçonnerie, sur une fondation par radier général

qui présente d'énormes difficultés. Le sol de Mexico est en effet constitué par le remblaiement sur 175 à 200 mètres de hauteur d'un ancien lac comblé par des matériaux volcaniques qui ont coulé par couches successives. La nappe d'eau souterraine se trouve actuellement à 2 m. 50 ou 3 m. en contrebas du sol actuel, de sorte qu'il s'agit d'établir un véritable radeau flottant capable de supporter et de répartir d'une façon uniforme des charges considérables qui atteignent jusqu'à 1500 et 1800 tonnes pour les piles supportant le dôme central. Le projet prévu par l'architecte comprend :

1° Une dalle générale armée de 2 m. 20 d'épaisseur totale; 2° des semelles établies sous les points d'appui et composées d'une série de poutrelles ou rails enrobés dans du béton suivant la méthode de Chicago ; 3° un mur d'enceinte en béton, formant bâtardeau, établi sur tout le pourtour de la fondation.

En principe les semelles des piliers ou murs doivent répartir les charges sur le radier général à raison de 1 kgr. par cm² et le radier lui-même doit être capable de réduire cette pression à 0 kgr. 500; mais le poids propre de la fondation atteignant 0 kgr. 350 par cm²., c'est donc une pression totale de 0 kgr. 850 que le sol devra être capable de supporter et cela en supposant une répartition uniforme. C'est cette dernière condition qui paraît la plus difficile à réaliser car le dôme, se trouvant à peu près au centre de la construction, transmet des charges considérables qu'il paraît impossible de répartir uniformément par le seul intermédiaire d'une dalle de 2 m. 20 d'épaisseur.

Etant donné toutes ces difficultés M. Ed. Coignet a présenté un projet qui est une application de son système de voûtes renversées et que nous allons décrire également.

134. *Radier avec voûtes renversées, système Ed. Coignet.* — Ce projet est caractérisé par :

1° L'emploi de voûtes renversées formant radier général;

2° La répartition égale, le long des retombées de ces voûtes, des pressions isolées et inégales de l'édifice supérieur, au moyen des murs du sous-sol établis et calculés comme des poutres;

3° Le report d'une partie des charges correspondant en plan à une seule voûte qui pourrait être trop chargée sur des voûtes voisines

par le croisement de toutes ces voûtes et l'entrecroisement de leurs poutres formant pieds-droits ;

4° La consolidation de tout cet ensemble par le plancher haut du sous-sol qui forme tirant et peut entrer en combinaison de travail avec la nappe inférieure.

Ce système réalise l'avantage d'avoir un sous-sol entièrement ho-

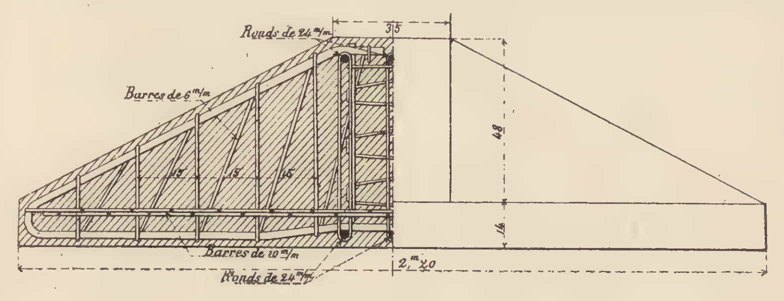



Fig. 74.

mogène et rigide, muni de contreforts ayant jusqu'à 7 m. de hau-



Fig. 75.

teur placés dans les deux sens et semblable à un véritable fond de navire ; l'utilisation des murs du sous-sol comme poutres permet en

outre de réduire de plus de moitié le poids propre des fondations prévues d'après le système de répartition de Chicago.

135. Semelles sous piliers, système Coignet. — La fig. 74 représente la semelle d'un pilier métallique supportant une charge de 150 tonnes et reposant sur un sol qui ne peut recevoir que 0kgr.500 par $cm^2$. Cette semelle est constituée par un hourdis de 0m14 d'épaisseur et par 4 consoles de 0m.35 de large et 0m.48 de haut à l'encastrement. L'encombrement total ne dépasse pas ainsi 0m.62.

136. Radier général a Salonique. — La fig. 75 montre une photographie d'un radier général construit à Salonique par la Société Générale de constructions en béton armé. Ce radier est destiné à répartir d'une façon uniforme les charges provenant des murs et piliers isolés de la construction en maçonnerie. Toute la surface occupée par l'immeuble est utilisée comme on le voit sur la figure et la pression sur le sol se trouve réduite à 750 gr. par $cm^2$.

---

## CHAPITRE XIV

### FONDATIONS SUR PIEUX

137. Généralités. — On a vu dans le chapitre précédent les moyens que l'on emploie lorsque le bon sol se trouve à une profondeur relativement faible ou lorsqu'il est possible de répartir la charge de la construction sur une surface assez grande. Dans les cas contraires, on a recours aux pieux enfoncés dans le sol jusqu'au terrain solide, lequel peut se trouver à 10, 15 ou 20 mètres de profondeur.

Jusqu'à notre époque les pieux en bois, ronds ou équarris, ont été presque exclusivement employés dans la construction des piles de pont, murs de quai, estacades, etc... Ce n'est que depuis une dizaine d'années que l'on s'est aperçu des avantages que le béton armé pouvait présenter tout au moins dans les travaux d'une certaine importance, et aujourd'hui bon nombre d'ouvrages d'art ont été construits entièrement sur des pieux en béton armé.

138. Inconvénients des pieux en bois. — Les pieux en bois présentent en effet plusieurs inconvénients graves. D'abord et en premier lieu il devient de plus en plus difficile de se procurer les pièces qui atteignent une certaine importance, c'est-à-dire dont le diamètre dépasse 0m.40 et la longueur 15 à 18 mètres ; or on sait que, pour la plupart des travaux à la mer, ces chiffres n'ont rien d'exagéré et sont souvent dépassés ; on a alors recours à des assemblages bout à bout au moyen de manchons métalliques dont la durée est forcément limitée et dont il est impossible de vérifier le bon état après le battage des pieux. Un deuxième inconvénient beaucoup plus grave se présente au point de vue de la bonne conservation des bois ; il est démontré en effet que le bois immergé dans l'eau ordinaire conserve

à peu près indéfiniment ses qualités et tend même à s'améliorer ; par contre le pieu exposé à des alternatives de sécheresse et d'humidité se décompose très rapidement et il suffit de quelques années pour qu'il soit complètement hors de service ; il faut donc, pour être certain de la solidité d'une fondation, que les pieux soient constamment immergés et à l'abri de l'air, condition difficile à réaliser. Enfin certains mollusques, les tarets par exemple, vivant principalement dans l'eau de mer, s'attaquent au bois qui devient alors incapable de supporter le moindre effort de compression ; sans parler encore des réactions chimiques qui peuvent se produire au contact du bois avec certaines eaux ou certains terrains contenant du sulfate de chaux.

Un troisième inconvénient réside dans la destruction fréquente des pieux pendant le battage. Il est démontré en effet que dans certains terrains, remblais compacts ou couches de sable et gravier, il devient presque impossible de battre des pieux en bois avec un refus suffisant. Le fait s'est produit en Amérique où des pilotis enfoncés de 6 m. 70 dans un remblai mélangé de pierrailles furent mis à découvert, ce qui permit de constater que la moitié des pieux était hors d'usage, la plupart étant cassés à une grande profondeur. Cet inconvénient est d'autant plus à craindre que le refus exigé s'approche du refus absolu, de sorte qu'il est permis de douter de la valeur des fondations établies de la sorte ; dans plusieurs ouvrages démolis on a pu d'ailleurs constater que les pieux étaient complètement pourris, cassés ou hors d'usage, de sorte que la stabilité n'était assurée que par des enrochements anciens ayant acquis la consistance d'une maçonnerie.

138 *bis*. Pieux en ciment armé. — C'est afin de parer à tous les inconvénients des pieux en bois que l'on songea à confectionner des pièces moulées qui présenteraient tous les avantages attribués aux constructions en ciment armé. Avec ces matériaux rien de plus facile en effet que d'obtenir une résistance proportionnelle à la charge que le pieu aura à supporter ; on calculera exactement la section de béton et celle de métal pour qu'en tenant compte des effets de battage et de la tendance au flambement les coefficients pratiques de

ces deux matières ne soient pas dépassés. La confection des pieux se fera dans des moules en bois permettant d'obtenir immédiatement toutes les formes désirées pour la section qui pourra être carrée, ronde, triangulaire ou hexagonale sans qu'il en résulte aucune difficulté d'exécution. La fabrication se faisant sur place ou à proximité du lieu d'emploi, on évite également le transport. Enfin on sait que le béton acquiert de la dureté en vieillissant et qu'il n'a rien à redouter des agents destructeurs dont nous venons de parler. Des pieux ont été soumis après battage à des essais de flexion comparativement à des pieux témoins. Ils ont donné des résultats plutôt supérieurs, la résistance semblant avoir augmenté par suite de la compression du béton.

Les pieux en béton armé sont beaucoup plus lourds que ceux en bois et nécessitent par conséquent des appareils de levage et de battage très puissants. Mais cet inconvénient ne se traduit que par une différence de prix infime dans la mise en fiche et n'oppose pas un obstacle sérieux, puisque dans la construction des appontements de Rochefort, on a pu battre des pieux de 23 m. de long et 0 m. 40 de côté, résultat qui n'a jamais été atteint par des pieux en bois. Le battage est rendu plus efficace car le pieu en ciment armé résiste mieux que celui en bois aux chocs du mouton, ce qui permet d'employer des appareils pesant 4000 et même 5000 kgr. et d'obtenir par suite un refus beaucoup plus complet. Au point de vue du prix de revient on peut réaliser jusqu'à 10 0/0 d'économie avec des pièces en ciment armé, surtout s'il s'agit de pieux de grande longueur et de fort équarrissage.

139. Appareils de battage. — On se sert pour le battage des pieux en ciment armé de sonnettes ordinaires que l'on peut diviser en trois catégories : les sonnettes à tiraudes, les sonnettes à déclic, et les moutons à vapeur.

1° *Sonnettes à tiraudes.* — On ne citera ces sonnettes qu'à titre documentaire, car elles sont très peu employées et encore ne convient-il de s'en servir que lorsqu'on a quelques pieux seulement à battre, pour lesquels on ne veut pas déplacer un matériel important ou en faire l'achat. Cet appareil est composé de deux jumelles dans

lesquelles glisse un mouton de 300 à 400 kgr. environ, muni de deux oreilles qui servent de guidage. Les jumelles sont montées sur un échafaudage en bois pouvant s'adapter sur un chariot. Le mouton est retenu par un cordage s'enroulant autour d'une poulie et se terminant par un nœud où viennent aboutir une série de petites cordes qui serviront à la manœuvre. Pour effectuer celle-ci, on place le mouton bien en face du pieu, et des manœuvres, s'emparant chacun d'une tiraude, sonnent en cadence à l'allure de 25 à 30 coups par minute. Un mouton de 400 kgr. demande une quinzaine d'hommes au moins, ce qui porte le mètre de fiche à un prix élevé.

2° *Sonnettes à déclic.* — Dans les sonnettes à déclic le mouton est manœuvré au moyen d'un treuil à mains, à vapeur, à engrenages, ou électrique, ce qui permet d'employer des moutons pesant 900 à 1200 kgr. avec une hauteur de chute de 3 à 4 m. La fig. 76 montre le détail du système de déclic automatique imaginé par M. Bernadeau, conducteur des Ponts et chaussées ; ces sortes d'appareils peuvent d'ailleurs varier à l'infini suivant le mode de battage. Les sonnettes à déclic, tout en étant de beaucoup supérieures aux sonnettes à tiraudes, ne donnent cependant pas un rendement suffisant, surtout si le nombre de pieux est considérable. On arrive avec ces appareils à battre 40 à 50 coups à la minute au maximum et pour une longueur de 8 à 10 m., on arrive à peine à battre deux pieux dans la même journée. De plus, il se présente un inconvé-

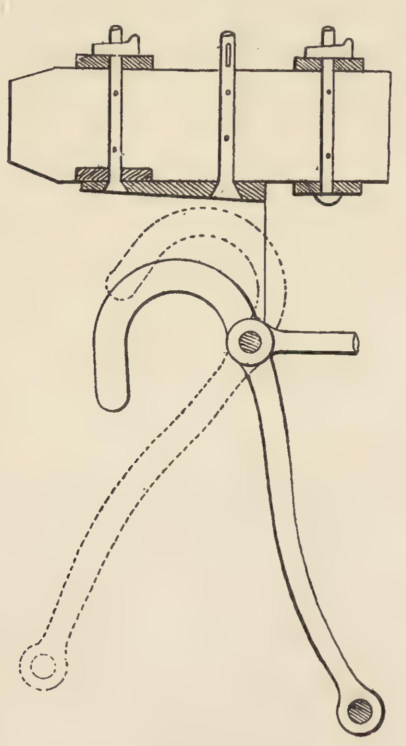


Fig. 76.

nient assez important lors du battage : au moment du déclic un choc se produit en effet sur le mouton lors de l'échappement et tend à le faire dévier de sa direction ; enfin certains entrepreneurs suppriment complètement le déclic et emploient un treuil spécial qui par un système de débrayage permet lui-même le déclanchement du mouton au moment voulu.

3° *Sonnettes à vapeur.* — Dans ces appareils le mouton est actionné directement par la vapeur : les deux systèmes les plus employés et les plus perfectionnés actuellement sont la sonnette Lacour et la sonnette Morrisson.

Dans la sonnette Lacour, le cylindre à vapeur lui-même fait l'office de mouton, comme l'indique la fig. 77. Cet appareil se compose d'un cylindre massif muni d'un piston dont la tige s'appuie sur la tête du pieu. Un conduit de vapeur aboutit à la partie supérieure et communique avec la chaudière au moyen d'un tube flexible. Au moment du battage, on ouvre le conduit de vapeur et celle-ci pénètre dans le fond du cylindre ; le piston étant fixe, le cylindre se soulève jusqu'au moment où le conducteur ouvre le robinet d'échappement ; la vapeur s'échappe dans l'atmosphère et le cylindre retombe sur la tête du pieu. Ainsi qu'on le voit, la hauteur de chute peut se régler à volonté, mais elle est forcément limitée à la longueur du cylindre qui est de 1 m. 25 à 1 m. 50 au maximum. L'ensemble de l'appareil est monté sur un échafaudage en bois ou métallique établi sur une plateforme pouvant circuler sur une voie ordinaire. La fig. 78 montre une vue du chantier de fondations des hangars à étage du mole E de la Pinède à Marseille, où il fut battu plus de 2700 pieux de 7 m. à 17 m. de long. Ce système, qui est à la fois très simple et très ingénieux, est celui le plus employé actuellement ; il permet, avec une marche normale de 60 coups à la minute,

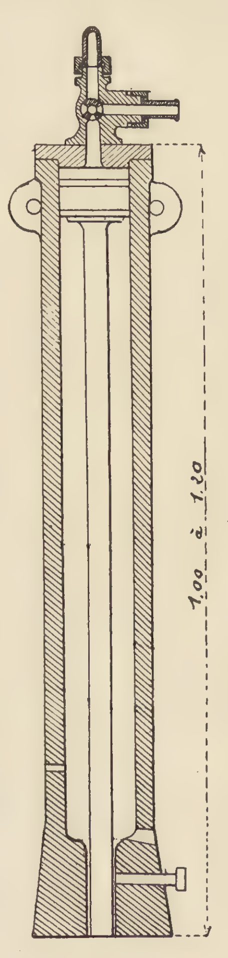


Fig. 77.

de battre 4 à 5 fois plus de pieux que la sonnette à déclic. Le prix des appareils complets varie naturellement avec la hauteur totale de la charpente et le poids des moutons. C'est ainsi qu'une sonnette

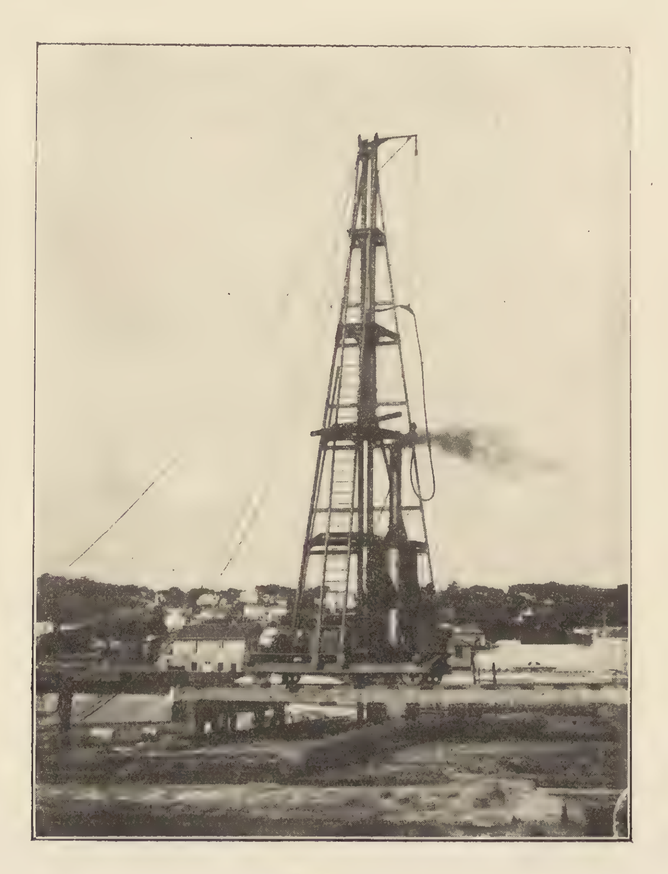


Fig. 78.

de 8 m. et un mouton de 300 kgr. coûte 3.000 francs environ, alors qu'une sonnette de 13 m. avec un mouton de 1.400 kgr. coûte 10.500 francs. Des modèles spéciaux ont été créés pour les pieux en béton armé avec moutons variant de 1.500 à 3.000 kgr. Il n'est pas nécessaire, avec la sonnette Lacour, que la chaudière se trouve sur la plateforme de l'appareil ; en effet, en 1887, pendant la reconstruction de la jetée sud du Havre, la longueur des tuyaux de vapeur

atteignait 80 m., la chaudière étant placée sur le quai et la sonnette restant noyée à marée haute.

Dans la sonnette Morrisson, le cylindre est fixe et c'est le piston qui frappe sur la tête du pieu à la façon d'un marteau-pilon. Le battage se fait ainsi plus rapidement encore qu'avec la sonnette Lacour, car on atteint facilement 150 coups à la minute ; mais cet appareil est plus délicat que celui décrit précédemment.

140. Sabotage et récépage des pieux en ciment armé. — Pour les pieux en ciment armé, on emploie les mêmes sabots que pour les pilotis en bois ; le plus simple et le plus employé est celui en fer forgé à 4 branches soudées à un culot qui se termine en pointe ; les lames se recourbent à 90° de façon à s'encastrer dans le béton au moment de la coulée. On emploie également le sabot système Camuzat formé d'une feuille de tôle épaisse, coupée sur un plan en forme de secteur circulaire et que l'on enroule sur la pointe des pieux ronds ; la pointe est renforcée par un culot en fonte ou en acier.

Enfin plusieurs constructeurs prolongent simplement les armatures du pieu jusqu'à la pointe et là elles sont assemblées à une pièce spéciale formant culot, et l'on supprime ainsi complètement les sabots.

Pendant la durée du battage, il est d'usage de protéger la tête, soit par une coiffe, soit par un faux pieu en bois cerclé de fer.

Cependant, ces appareils ne sont pas indispensables et plusieurs travaux importants ont été exécutés en laissant agir directement le mouton sur la tête du pieu. On citera, entre autres, les fondations d'un bâtiment à l'usine Menier, à Noisiel, établies sur pieux système Considère, et les fondations d'un important entrepôt de tabac à Bristol (Angleterre) où l'on a employé les pieux système Coignet. Sous le choc direct de la masse du mouton, la tête du pieu se détériore légèrement sur 0 m. 40 à 0 m. 50 de longueur, ce qui ne présente aucun inconvénient, car, après battage, on enlève complètement le béton de la tête afin de mettre les armatures à nu et relier ensuite celles-ci avec les parties du bâtiment en élévation.

141. Refus des pieux. — La charge que doit supporter un pieu doit être proportionnelle au refus obtenu sous la dernière volée. A ce propos, il nous paraît intéressant de donner la théorie mécanique du battage des pieux, établie par M. Debauve, Inspecteur général des Ponts et Chaussées, théorie qui justifie la formule employée par les ingénieurs hollandais pour déterminer le refus des pieux.

Lorsque deux corps, animés de vitesse de même direction et de même sens, ont respectivement pour masse $m$ et $m'$ et pour vitesse $v$ et $v'$, ils se déforment et se pénètrent plus ou moins ; la vitesse de l'un augmente et celle de l'autre diminue jusqu'à ce que les deux corps en contact aient pris une vitesse commune V qui affecte la masse $m + m'$. Or les masses mobiles étant animées de vitesses constantes, c'est-à-dire de mouvements uniformes, c'est qu'il n'y a point de forces extérieures appliquées au système et, par conséquent, pas d'impulsions correspondant à ces forces. D'un autre côté, les forces intérieures au système sont des réactions constamment égales deux à deux et directement opposées. Ainsi la somme des impulsions de toutes les forces sollicitant le système est nulle ; il en est de même par conséquent, de l'accroissement de la somme des quantités de mouvement et on a :

$$(m + m')\,V - mv - m'v' = 0\,;$$

D'où :

$$V = \frac{mv + m'v'}{m + m'}.$$

La force initiale du système était $mv^2 + m'v'^2$.

La force finale est $(m + m')V^2$ ;

La perte T de force vive est donc :

$$T = mv^2 + m'v'^2 - (m + m')V^2$$

ou :

$$T = mv^2 + m'v'^2 - (m + m')\left(\frac{mv + m'v'}{m + m'}\right)^2$$

ou enfin :

$$T = \frac{mm'(v - v')^2}{m + m'}.$$

Cette valeur représente le travail absorbé par les déformations, les échauffements et les vibrations que le choc a produites. Quand il s'agit d'un mouton de masse $m$ frappant un pieu de masse $m'$, $v' = 0$ et on a :

$$T = mv^2 \frac{m'}{m + m'} = mv^2 \frac{1}{\frac{m}{m'} + 1};$$

Ce qui prouve que pour un pieu de masse donnée $m'$, il y a avantage à augmenter le poids du mouton, puisque la fraction de la force vive $mv^2$ qui est absorbée se trouve diminuée.

La fraction $\frac{m'}{m + m'}$ de la force vive $mv^2$ du mouton étant absorbée par les déformations, échauffements et vibrations, c'est la fraction complémentaire $\frac{m'}{m + m'}$ de cette force vive qui est utilisée pour l'enfoncement du pieu. D'après cela désignons par :

$e$ l'enfoncement du pieu sous un coup de mouton,

P le poids du mouton,

Q le poids du pieu,

H la hauteur de chute du mouton,

R la résistance totale à l'enfoncement du pieu.

Le travail utilisable produit par le mouton P, tombant d'une hauteur H, est PH ; cette quantité est ce que l'on appelle l'énergie, elle est égale à la demi-force vive. Mais le travail utilisé est réduit par le choc ainsi que nous venons de le voir dans la proportion $\frac{m}{m + m'}$ ou $\frac{P}{P + Q}$. Il sert à vaincre la résistance R et à lui imprimer un déplacement $e$. L'égalité du travail moteur et du travail résistant donne :

$$Re = PH \times \frac{P}{P + Q};$$

On peut tirer de là la valeur de R, c'est-à-dire la charge que l'on peut imposer au pieu de manière à équilibrer sa résistance à l'enfoncement. Sous l'influence de cette charge le pieu sera en équilibre, c'est-à-dire que l'augmentation la plus faible du poids qui lui est imposé déterminera l'enfoncement. Ce n'est évidemment pas ce résultat limite que l'on veut réaliser en pratique, on veut au contraire arriver à une sécurité absolue. A cet effet, on affecte la valeur

théorique de R d'un coefficient de sécurité; ce coefficient est de $\frac{1}{6}$ comme pour la résistance des métaux. D'après cela, il faut calculer la charge R à imposer à un pieu, dans la pratique courante par la formule :

$$R = \frac{PH}{6e} \times \frac{P}{P+Q} = \frac{P^2H}{6e(P+Q)}$$

Etant donnée la charge R que devra supporter le pieu, on calculera donc le refus par la formule :

$$C = \frac{P^2H}{6R(P+Q)}$$

Si, par exemple, on a à battre un pieu pesant 2500 kgr. et devant supporter un poids de 40.000 kgr., on aura, en supposant un mouton de 2.000 kgr. tombant de 1 m. de haut:

$$P = 2.000 ;\ H = 1 ;\ Q = 2.500 ;\ R = 40.000.$$

La formule précédente donne :

$$e = \frac{\overline{2.000}^2 \times 1}{6 \times 40.000 \times (2.000 + 2.500)} = 0 \text{ m. } 004 \text{ environ} ;$$

Pour que le pieu puisse donc supporter en toute sécurité la charge de 40.000 kgr., il faudra que le dernier enfoncement obtenu au battage ne soit pas supérieur à 4 mm. ou plutôt que l'enfoncement total observé pendant la dernière volée de 10 coups de mouton soit au plus égal à 4 cm.

142. Calcul des pieux au flambement. — Dans les pieux en ciment armé le rapport de la hauteur au côté ou au diamètre est quelquefois très grand et, dans le coefficient de travail du béton à la compression, il convient de tenir compte de la diminution de résistance due au flambement. Soit :

S la section du pieu;

R le travail maximum que l'on peut faire supporter au béton armé ;

$r$ le travail obtenu en tenant compte du flambage ;

$h$ la hauteur libre du pieu ;

on se servira de la formule précédemment établie pour le calcul des pièces comprimées :

$$r = \frac{R}{1 + \frac{Rh^2}{1.600.000} \times \frac{S}{I}}$$

I étant le moment d'inertie de la section.

On prendra pour R : 45, 50 ou 56 kgr. suivant que le dosage sera de 300, 350 ou 400 kgr. de ciment.

143. Fondations du pont sur l'Aisne, a Soissons. — Il a été construit en 1903, à Soissons, un pont sur l'Aisne entièrement en béton armé et livrant passage, en dehors de la chaussée et des trottoirs, à une ligne de chemin de fer d'intérêt local. Ce pont, de 76 mètres de longueur totale en trois arches de 24 m. 50 environ, repose sur deux piles et deux culées également en ciment armé. Nous nous occuperons actuellement des fondations de ces ouvrages qui ont été établies au moyen de pieux et palplanches en béton armé.

Les piles proprement dites sont constituées par un caisson de 0 m. 20 d'épaisseur de paroi, renforcé au droit de la retombée de chaque arc par une nervure de même épaisseur que l'arc, de façon à obtenir une série de compartiments remplis ensuite de béton de laitier; l'épaisseur totale de la pile est de 1 m. 50 et sa longueur de 15 mètres environ. La pile repose sur un plateau de fondation en ciment de laitier contenu à l'intérieur d'une enceinte de pieux et palplanches. Les pieux ont 0 m.30 × 0 m. 30 de section et 5 m. 45 de long et les palplanches, 0 m.35 × 0 m.15 et 5 m. de long; chaque pile comprend 46 pieux et 84 palplanches; les fig. 79 donnent d'ailleurs les détails des pieux et palplanches employés; les pieux sont armés de 4 ronds de 20 mm. et les palplanches de 6 ronds de 15 mm; leur fiche varie de 2 à 3 mètres.

Les pieux et palplanches ont été moulés horizontalement et munis de sabots système Camuzat. Les panneaux des piles ont été mis en place de la façon suivante : on a construit une sorte de crinoline en charpente, constituée par des pieux en bois moisés en 3 points différents de la hauteur, et qui a servi de guidage aux pieux et pal-

planches en ciment armé qui étaient alors accolés contre cette char-

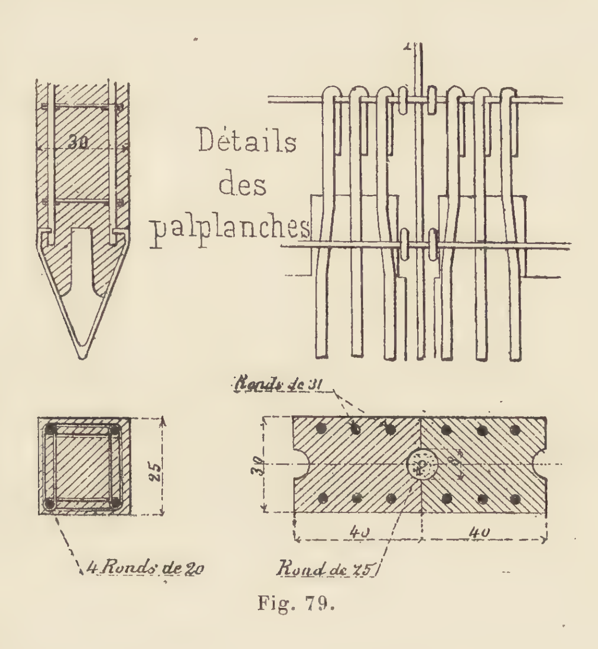


Fig. 79.

pente. Le battage, après quelques essais infructueux, a été effectué au moyen d'injection d'eau sous pression à la pointe du pieu.

144. Fondations du 2e dépot des tabacs a Bristol (Angleterre). — La fig. 80 donne l'indication d'une partie des fondations établies à Bristol pour supporter un immense magasin à huit étages construit entièrement en ciment armé, système Ed. Coignet. Ce bâtiment est établi à 20 mètres environ du canal de Bristol auquel il est relié par un appontement, et sur un fond sableux de forte épaisseur. Les piliers, espacés de 6 m. 32 dans le sens longitudinal et 3 m. 75 dans le sens transversal, sont établis sur un massif de fondation de 0 m.60 d'épaisseur englobant les têtes de 6 pieux de 0 m. 35 de diamètre et 15 à 16 mètres de longueur. Un tuyau en plomb traversait le pieu sur toute sa hauteur et servait au passage de l'eau sous-pression employée pour le fonçage des premiers mètres de fiche. Les murs de pourtour du bâtiment ont été également établis sur plusieurs files de pieux accolés deux par deux et reliés par une

semelle continue de 0 m. 60 d'épaisseur et 1 m. 50 de largeur. Les massifs isolés des pieux ont été réunis entre eux et aux murs de pourtour par des entretoises de 0 m. 20 × 0 m. 40.

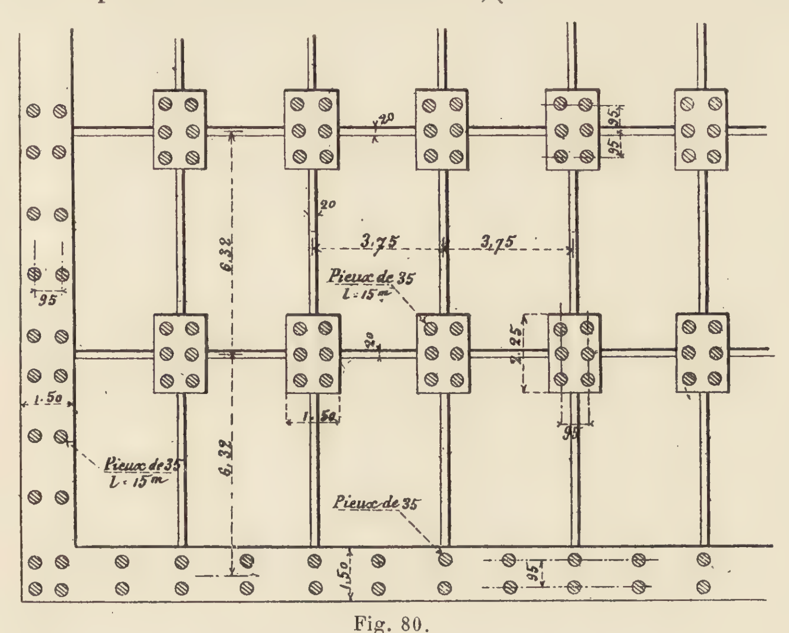


Fig. 80.

La fig. 81 donne le détail d'un moule employé pour la fabrication des pieux qui sont de section circulaire avec deux faces planes servant au guidage du pieu. Il est intéressant de signaler que le pieu en ciment armé a été imaginé et revendiqué pour la première fois en France et a fait l'objet d'un brevet de MM. Ed. Coignet et Coiseau en 1894. Le chantier que nous venons de citer à Bristol est l'un des plus considérables où l'emploi du ciment armé dans la confection des pieux ait été appliqué. Le nombre total des pièces qui ont été battues est de 800 environ ayant chacune une longueur moyenne de 15 à 16 mètres et supportant une charge variant de 45 à 50 tonnes.

145. Fondations du plancher du quai Gambetta, a Boulogne-sur-Mer. — Le quai Gambetta, à Boulogne-sur-Mer, présentant depuis quelque temps des affaissements et des dégradations dues à des

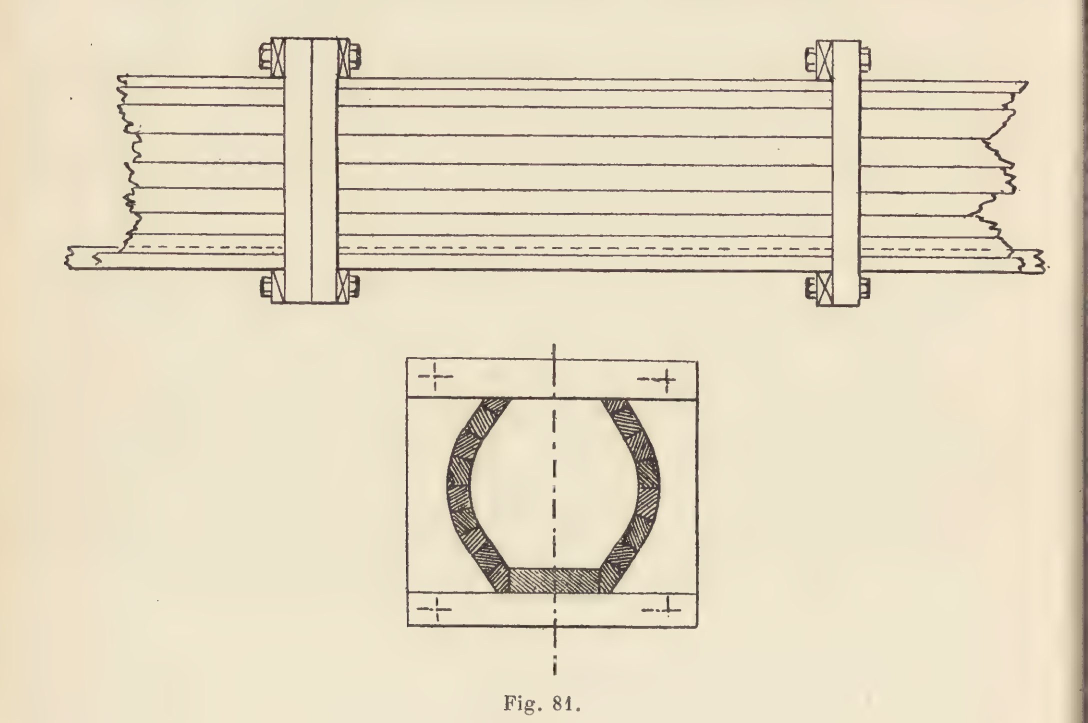


Fig. 81.

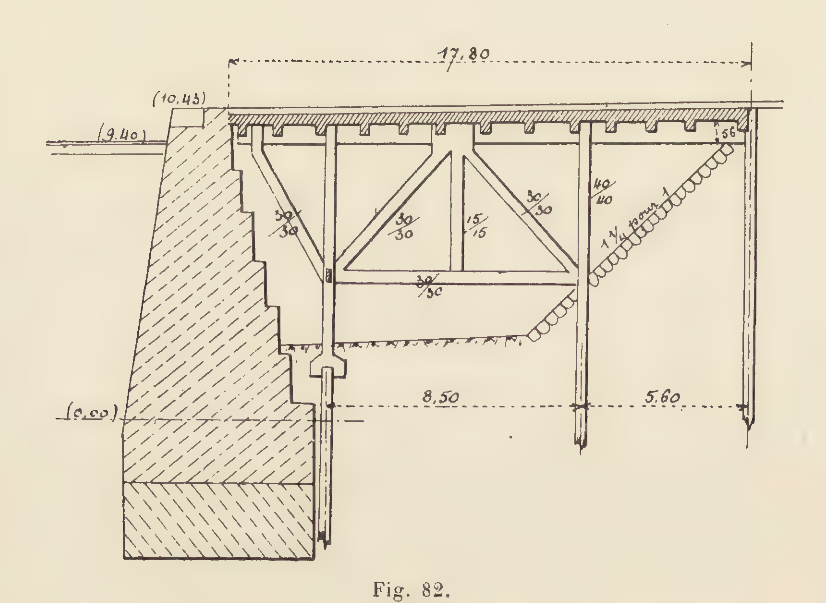

17,80
(10,43)
(9.40)
30/30
30/30
15/15
30/30
40/40
1 1/4 pour 1
30/30
8,50
5,60
(0,00)

Fig. 82.

venues d'eau souterraines, on résolut d'y remédier en mettant à découvert la partie en arrière du mur du quai et en construisant un plancher complètement indépendant du mur de quai. La fig. 82 indique la coupe transversale de la disposition adoptée pour cette partie du mur de quai qui mesure 317 m. de long sur une largeur variant de 12 m. 70 à 18 m. Ainsi qu'on le voit, la construction comprend un plancher en ciment armé reposant, d'un côté, sur des colonnes en ciment armé établies sur des pieux en bois, et de l'autre côté sur des pieux en ciment armé. Nous ne parlerons ici que de ces derniers qui nous intéressent seulement. La première ligne d'appui que nous appellerons pieux-colonnes, car ils prennent appui sur des pieux en bois récépés, est composée de pieux carrés de 0 m. 40 construits sur place. La 2e ligne d'appui est constituée par des pieux octogonaux de 0 m. 40 battus à la cote — 5,50 ; la 3e ligne d'appui comprend des pieux octogonaux de 30 × 30 battus de la cote + 10 à la cote — 2. Les pieux de 40 cm. ont une armature formée de 8 barres longitudinales de 29 mm. dépassant la tête du pieu de 0 m. 50 à 0 m. 60; d'une spire continue en acier de 10 mm. et dont le pas est de 0,068 ; à la tête le pas est réduit de moitié et à la pointe le diamètre des spires est de 7 mm. seulement. La fig. 83 indique la disposition prévue pour l'attache du sabot et la continuité des spires. Le pieu de 0 m. 30 présente les mêmes dispositions, l'armature étant composée de 8 barres de 28 mm. et de spires de 10 mm. espacées de 0 m. 086. Le poids des pieux de 0 m. 40 est de 4500 kgr. et celui des pieux de 0 m. 30 de 3500 kgr.

Le dosage prévu pour la confection de ces éléments était de 450 kgr. de ciment Portland pour 0 m$^3$ 400 de sable et 0 m$^3$ 800 de gravier. Le moulage s'est fait sur le sol dans des moules formés de madriers horizontaux et verticaux, maintenus rigides par des traverses en bois. Le sabot étant posé, on commence par étendre au fond du moule une couche de béton de 4 à 5 cm. d'épaisseur et ensuite on place l'ensemble des spires préparé d'avance ; on remet un peu de béton et on place les deux premières barres de la partie inférieure, lesquelles s'appuient sur le premier gabarit. On continue ensuite jusqu'au gabarit contenant les deux autres barres longitudinales et ainsi de suite jusqu'à la partie supérieure. Les pieux

étaient démoulés au bout de deux jours et laissés en place pendant un mois encore. Le battage s'est fait par l'intermédiaire d'un chapeau de 1 m. 45 de long formé de tôles et cornières et s'emboîtant dans la tête du pieu ; on remplit ce chapeau de sable mouillé et on

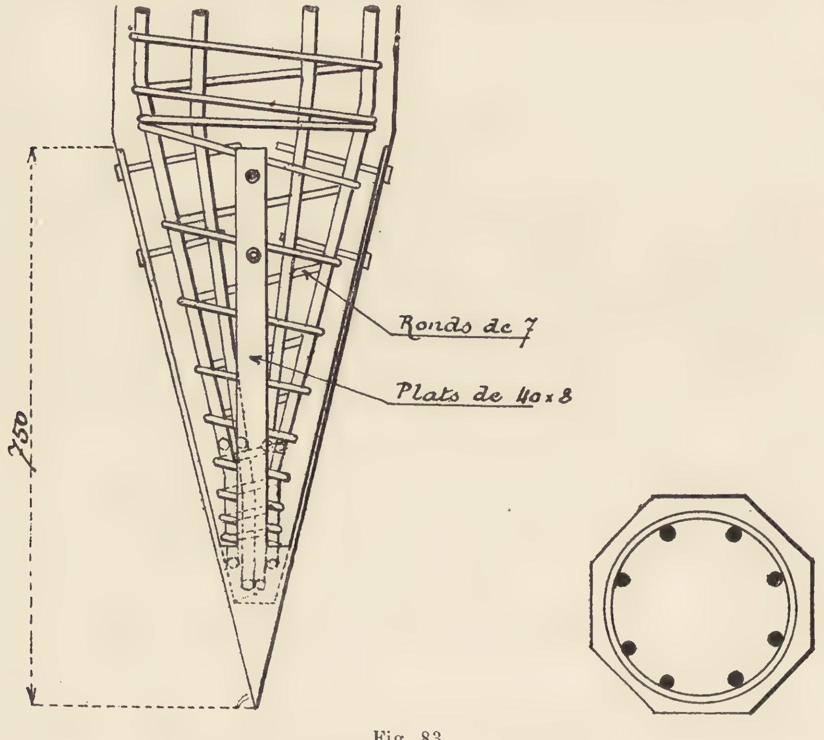



Fig. 83.

place un faux pieu en chêne de 0 m. 30 à 0 m. 40 de haut destiné à recevoir les chocs du mouton.

Ce dernier pèse 1250 kgr. et tombe d'une hauteur variant de 0 m. 40 à 1 m. L'ouvrage a été exécuté par M. Piketty, ingénieur-constructeur à Paris. Le coût des pieux varie de 282 francs le mètre cube pour les petits à 305 francs pour les grands, compris armatures, mise en fiche et battage.

146. Fondations du Palais de justice de Berlin. — Les travaux du nouveau Palais de justice de Berlin-Wedding ont comporté le

battage d'un grand nombre de pieux en béton armé dont la forme est indiquée fig. 84. Le béton employé comprenait : 1 partie de ciment Portland et 3 parties de gravier de rivière bien lavé ; l'armature était formée de 3 tiges d'acier rond de 26 mm. réunies tous les 20 cm. par des entretoises de 6 mm. soudées. Pour la confection des pieux, on a opéré de la façon suivante :

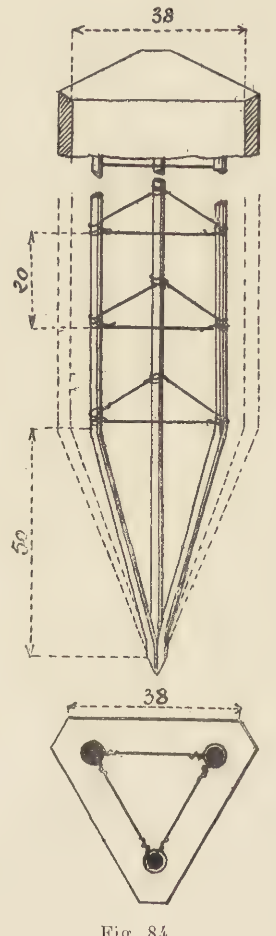


Fig. 84.

On a construit une série de moules verticaux dans lesquels on coulait du béton par couches successives de 0 m. 20, qui étaient réduites à 0 m. 10 après pilonnage, la pose des ligatures se faisant au fur et à mesure du pilonnage; les pieux ont été laissés ainsi pendant 24 heures et conservés ensuite sur le sol pendant 7 à 8 jours sans retirer le moule; on a eu soin pendant tout ce temps d'humecter abondamment ; le démoulage s'opérait ensuite au moyen d'un treuil et, au bout de 8 à 10 jours, le pieu était transporté sur le chantier et mis en service. La longueur des pieux était de 5 à 8 m. et on s'est servi pour le battage d'un mouton à vapeur de 2500 kgr., tombant de 1 m. 50.

Afin d'éviter les détériorations de la tête des pieux pendant le battage, des précautions spéciales ont été prises : à cet effet, un collier en fer serrait fortement la tête au moyen de cales en bois dur et il était disposé de façon à dépasser le pieu de 0 m. 10 à 0 m. 15 environ ; dans cet intervalle on a mis d'abord une mince couche de sable, puis une plaque de plomb, ensuite un morceau de bois dur et une nouvelle plaque de plomb, le tout terminé par une couronne triangulaire en madriers adaptée à la partie supérieure du pieu et sur laquelle venait agir le mouton.

147. Pont sur le chenal de la Perrotine a Angers. — Ce pont se compose de deux travées, l'une fixe et l'autre tournante de 10m.50 de portée chacune, la pile et les culées étant fondées sur pieux en béton armé. Les fondations devaient traverser d'abord une couche de calcaire pur d'une épaisseur de 9 m. et au-dessous une couche de sable de 6 m. d'épaisseur moins résistante que la première.

Les pieux mesurent 15m.10 de long et 0m.35 de section et pèsent 6850 kgr. Chaque pièce est armée de 8 ronds de 34 mm. reliés par des entretoises et munis d'un sabot en fonte. Le mouton à vapeur système Lacour, employé pour le battage, pesait 1950 kgr. et la sonnette avait 16 mètres de hauteur ; l'enfoncement du pieu était facilité par deux lances actionnées par une pompe Worthington ; après les premiers tâtonnements, on est arrivé à battre une moyenne de trois pieux par jour.

148. Pieux en béton fretté, système Considère. — Il nous paraît intéressant de donner un aperçu des dispositions prévues par M. Considère pour la confection des pieux et piliers en béton fretté, d'après les études qui ont paru dans plusieurs publications françaises et étrangères.

Les armatures du béton fretté consistent essentiellement en ceintures métalliques ou en spires hélicoïdales placées assez loin de la surface pour être à l'abri des causes extérieures d'altération. Elles ont pour but de combattre le gonflement transversal du béton sans lequel l'écrasement ne peut pas se produire. Des considérations pratiques ou accessoires conduisent généralement à compléter le réseau d'enveloppement par des barres métalliques longitudinales.

Des pieux en béton fretté ont été battus à Port-à-l'Anglais, à Vilvorde près de Bruxelles, à Boulogne-sur-Mer, à Mulhouse pour les fondations de la couverture de Dollerkanal et à Noisiel près Paris pour les fondations d'une annexe à l'usine Menier. Ce dernier travail a exigé le battage de 500 pieux constitués comme suit : longueur : 11m.50 ; section octogonale de 0,35 de diamètre ; pourcentage des armatures, 3 0/0, dont 1,8 0/0 pour les armatures transversales et 1,2 0/0 pour les armatures longitudinales ; dosage 450 kgr. de ciment pour 800 litres de gravier et 400 litres de sable.

Les armatures longitudinales étaient constituées par 8 ronds de 17 mm. et les armatures transversales par des spires espacées de 60 mm. dans le corps du pieu et 40 mm. à la tête et à la pointe sur 1 m. de longueur. On a employé pour le battage une sonnette Lacour dont le mouton pesait 2000 kgr. et la hauteur de chute maxima était 2 m. Aucune précaution n'avait été prise pour protéger la tête du pieu, le mouton frappant directement sur le béton sans interposition de faux-pieu, de sable, ou de sciure de bois. A titre d'expérience, on a battu avec le même outillage et dans le même chantier un pieu de 17 m. de long, le mouton ayant frappé encore longtemps après que le refus avait été obtenu. Malgré cela on n'a constaté aucune avarie dans la longueur du pieu, sauf sur les 20 centimètres formant la tête.

Les conditions nécessaires pour obtenir un frettage assez efficace pour que les règles concernant le béton fretté soient applicables, sont les suivantes :

Le béton doit être de très bonne qualité et on devra non seulement augmenter le dosage en ciment, mais soigner la fabrication, d'autant plus que le mortier est riche et limiter strictement la proportion d'eau du gâchage de telle sorte que le béton puisse supporter un damage énergique.

L'espacement des frettes doit être au plus de $\frac{e}{5}$, $\frac{e}{6,5}$, $\frac{e}{8}$ suivant que la pression par centimètre carré est de 50, 80 ou 96 kgr., $e$ étant la plus petite dimension de la pièce. Les barres longitudinales doivent être au nombre de 6 ou 8 et leur section au moins égale à 1/200 de la section de béton, sans descendre à moins de 1/3 de celle des armatures transversales. Les frettes doivent être bien fermées et ne pouvoir s'ouvrir sous l'action des poussées au vide que le béton comprimé exerce sur elles. Les spires hélicoïdales doivent être préférées aux cercles indépendants ou soudés.

Ajoutons enfin que l'emploi du béton fretté a été autorisé par les Instructions ministérielles du 20 octobre 1906, adressées au Service des Ponts et Chaussées, relativement à l'emploi du ciment armé dans les ouvrages publics.

149. Appontement a dennemont. — La photographie figure 85 montre un petit appontement construit sur pieux en ciment armé, système Ed. Coignet, à Dennemont sur la Seine et servant d'embarcadère pour l'usine à ciment de MM. Candlot et Cie. Cet appontement est constitué par un plancher de 9 m. 50 × 9 m. 75 supporté par 12 piliers de 0 m. 23 × 0 m. 23 ; les piliers reposent eux-mêmes sur des pieux en ciment armé de 0 m. 30 de diamètre, armés de 12 ronds de 12 mm. entretoisés par des spires de 6 mm. Le raccordement entre les pieux et les piliers se fait à 0 m. 40 au-dessus du niveau normal des eaux et il est renforcé en ce point par des entretoises horizontales de 0 m. 16 × 0 m. 40 réunissant la tête de tous les pieux. Le plancher de l'appontement a été calculé pour supporter une charge de 1.000 kgr. par mètre carré et le poids d'une grue de 3.000 kgr. circulant sur la travée du milieu.



Fig. 85.

150. Mur de quai a southampton. — La figure 86 montre un mur de quai, système Hennebique, construit en 1897 à Southampton pour le compte de la Cie du « London and South Western Railway » ; la longueur totale est de 125 m. et il est constitué par un hourdis de 0 m. 20 d'épaisseur s'appuyant sur des contreforts placés tous les

1 m. 80 environ. Ces contreforts fonctionnent comme des consoles pour empêcher le renversement et de ce fait sont ancrés dans un plancher placé au niveau inférieur du mur. Ce plancher, qui supporte le poids des terres de remblai et la surcharge de 2.500 kgr.

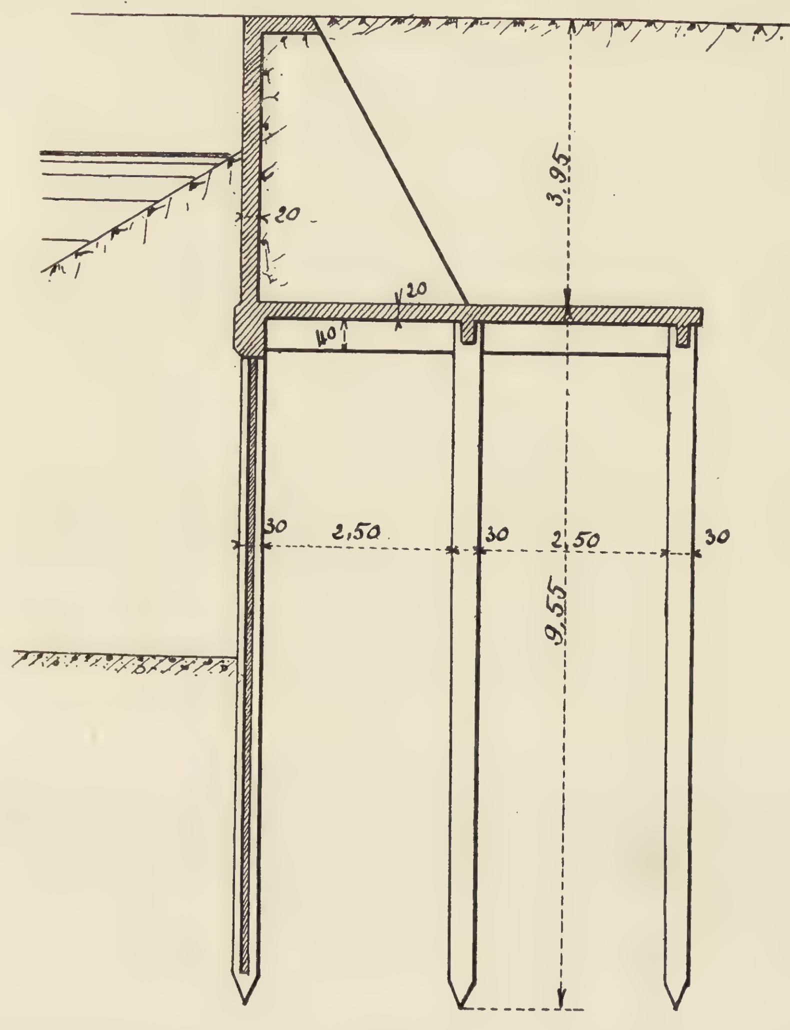
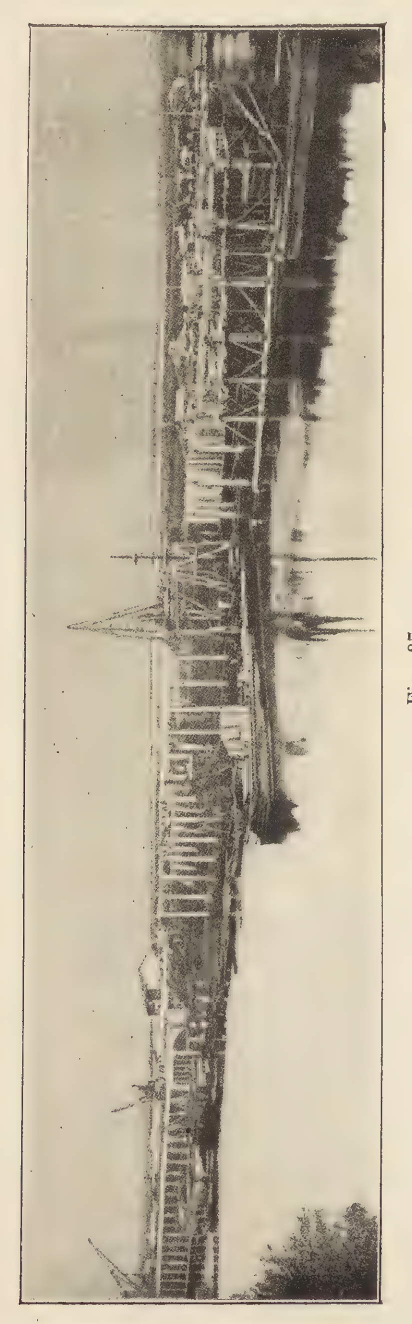



Fig. 86.

parmètre carré, repose sur des pieux en ciment armé placés au nombre de 3 sous chaque contrefort. Le mur de soutènement se pro-


Fig. 87.

longe au-dessous du plancher au moyen d'une cloison constituée par des palplanches jointives de 0 m. 30 d'épaisseur et 0 m. 40 de largeur.

151. Estacade de Gennevilliers. — La photographie figure 87 montre un appontement en cours d'exécution, construit par la Société Générale de constructions en béton armé, pour le compte de la Société d'éclairage, chauffage et force motrice, à l'usine de Gennevilliers. Cet appontement de 252 m. de long et 9 m. de large est destiné à servir de quai pour le déchargement des bateaux apportant le charbon et pour le chargement des chalands emportant les produits résiduaires de la fabrication. Il est construit sur 3 files de pieux de 0 m. 40 × 0 m. 40 de section dont le nombre total est de 190 ; vu le délai d'exécution qui était de 140 jours seulement, on a employé pour le battage deux sonnettes Lacour, l'une, établie sur un échafaudage, fonçait les deux files de pieux les plus rapprochées de la berge, l'autre, montée sur un chaland, fonçait la troisième pile. Le tablier de l'appontement supporte une

voie ferrée normale pour le passage des wagons et une voie pour les grues électriques et trémies de déchargement. Un mur de soutènement constitué par un voile en ciment armé est adossé à la file de pieux, côté berge. Les essais effectués le 24 octobre 1905 au moyen d'une grue roulante à vapeur de 30 tonnes et d'une trémie à charbon de 52 tonnes n'ont accusé aucune dénivellation appréciable.

---

# CHAPITRE XV

## FONDATIONS PAR PYLONES COMPRIMÉS

### I. — FONDATIONS PAR COMPRESSION DU SOL

Le procédé de fondations par compression du sol a reçu de nombreuses applications et il consiste à comprimer le sol latéralement et en profondeur, quelle que soit la nature des couches traversées. On sait déjà qu'on a tenté de consolider un sol inconsistant et de lui donner une résistance suffisante en battant un grand nombre de pieux en bois que l'on retire ensuite et en remplissant les trous au moyen de sable ou de béton ; on obtient ainsi une série de points d'appui capables de porter des surcharges que le terrain primitif était incapable de porter avant cette opération. Le procédé dont on va parler est plus efficace, car les points d'appui obtenus reposent par une large base sur un bon sol ou tout au moins sur un sol rendu mécaniquement bon.

152. Description. — Les appareils dont on se sert comprennent :

1° Une machine métallique multiple dite « système Compressol » mesurant 17 mètres de haut, pivotant sur un chariot mobile et actionnée par un treuil à vapeur (fig. 88). Le chariot se compose de poutres en tôles et cornières réunies par des boulons pour être facilement démontables ; à ces poutres vient s'assembler le rail de roulement, en fer à I cintrés. Le chariot est muni de quatre vérins à vis supportés chacun par un système de galets réunis par deux flasques en acier coulé. Au milieu du chariot la crapaudine supportant le pivot de la plate-forme est boulonnée sur une plaque de tôle rivée sur les poutres. Le mât en tubes de 300 mm. et les haubans

en tubes de 160 mm. sont reliés ensemble par des entretoises assurant leur rigidité ; ces entretoises se boulonnent après des oreilles venues de fonte sur les brides en acier coulé assemblant les tubes.



Fig. 88.

La partie supérieure de la sonnette supportant la poulie possède en outre un système de tendeurs pour lui assurer une plus grande rigidité. La plate-forme est entièrement métallique et construite en fers

assemblés ; l'ensemble porte 7 galets de roulement qui, avec le pivot, assurent le mouvement rotatif de la plate-forme et de la sonnette proprement dite. La plate-forme reçoit le treuil à vapeur, la chaudière et le réservoir d'alimentation et porte à sa partie supérieure 3 plaques de tôle sur lesquelles viennent se boulonner le mât et les haubans tubulaires de la bigue. La bigue se compose d'un mât en tubes d'acier de 300 mm. aux extrémités desquels sont rivées des brides à collerette ; les haubans se composent de tubes en acier de 160 mm. qui sont également terminés par des brides à collerettes en acier coulé, rivées à chaque extrémité des tubes. L'attache des haubans avec le mât tubulaire se fait au moyen d'une pièce spéciale en acier coulé formant la tête du dernier tube de 300 mm. du mât ; cette tête est munie de deux renforts cylindriques, à travers lesquels passe un arbre en acier ; sur ce même arbre et traversés par lui, viennent se fixer deux manchons en acier coulé en deux pièces dans lesquelles sont fixés en bas les deux haubans en tubes de 160 mm. Le même appareil peut servir pour le battage des pieux de tous systèmes en adaptant un système de jumelles articulées autour de l'axe de la poulie du haut ; ce système se compose de fers garnis de bois à l'intérieur et peut se monter et se démonter en peu de temps ; on se sert pour le battage des pieux en béton armé d'un mouton de 5000 kgr. actionné par le treuil à vapeur de l'appareil. Lorsqu'on veut battre à 5 mètres en avant de la sonnette, et verticalement, on se sert d'une ferme métallique composée de fers en U garnis de bois formant jumelle et entretoisée de façon à former un tout rigide et résistant. On peut se servir du mouton à vapeur Lacour ou du mouton ordinaire. Enfin en faisant osciller les jumelles autour de l'axe de la poulie qui se trouve à l'extrémité de la bigue on peut donner au battage une inclinaison quelconque. Cette machine mérite donc bien de surnom de « multiple » qu'on lui a donné.

2° De trois pilons de forme et de poids différents (fig. 89) : un pilon dit perforateur de forme conique ayant 0 m. 85 de diamètre à la base et du poids de 2200 kgr. Il tombe en chute libre, la pointe en bas, d'une hauteur qui atteint jusqu'à 10 mètres au-dessus du sol. Un pilon bourreur en fonte, de forme ogivale ayant 0 m. 75 de

diamètre à la base et du poids de 2000 kgr.; il tombe également en chute libre, la pointe en bas. Enfin un pilon d'épreuve en fonte du poids de 1500 kgr. et de forme tronconique ayant 0 m. 80 de diamètre à la grande base et tombant en chute libre, mais suspendu par la pointe.

3° D'un déclic automatique soutenu par une chaîne mouflée et servant à la manœuvre de l'appareil. Les 3 pilons sont munis d'une tige qui se termine par une tête en forme de toupie ; le déclic prend

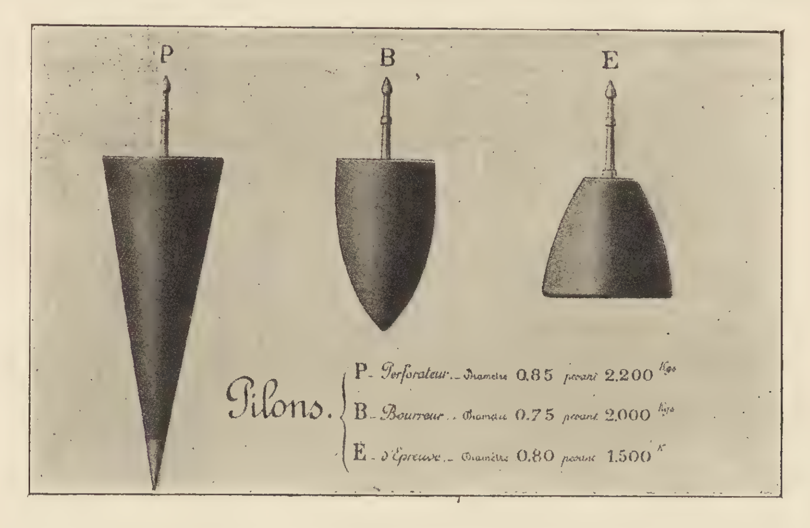



Fig. 89.

la tête de la tige d'un pilon et la machine est mise en mouvement ; la chaîne s'enroule autour du tambour du treuil, le déclic monte avec le pilon qu'il enserre d'autant plus énergiquement qu'il est plus lourd. Au moment où la partie supérieure du déclic s'engage dans un anneau disposé à cet effet, la partie inférieure de ce déclic s'ouvre et laisse échapper le pilon qui tombe en chute libre.

153. Battage superficiel. — S'il s'agit de consolider un terrain de remblai destiné à supporter une construction légère, on peut se contenter de faire un battage superficiel en opérant ainsi : la fouille des murs étant faite on la pilonne, de mètre en mètre par exemple, en employant le pilon bourreur pour faire un trou de 1 m. à 1 m. 50

de profondeur ; on remplit ce trou, jusqu'au tiers environ, de matériaux durs que les coups de pilon enfoncent dans le sol. On termine par 2 ou 3 coups de pilon plat qu'on laisse sur le point battu, pendant que l'on procède au bourrage du point suivant. On peut ensuite établir les maçonneries sur les assises ainsi obtenues qu'on peut relier au moyen de poutres en ciment armé ou de voûtes en maçonnerie.

154. Fondations sur pylônes. — Mais si l'on se trouve en terrain aquifère susceptible d'être parcouru par des veines d'eau, le battage superficiel devient insuffisant et on a recours à la fondation sur pylônes. Dans ce cas la première opération consiste à perforer le puits au moyen du premier pilon conique de 2200 kilogr. La perforation doit être lente pour que les molécules comprimées latéralement puissent se caser et former des parois résistantes et durcies ; une cavité ménagée dans la pointe d'acier du pilon monte à chaque coup un échantillon du terrain traversé. Lorsqu'on opère dans des terrains sujets à éboulements, ou dans des terrains immergés, on obtient une étanchéité suffisante en opérant ainsi : on remplit le trou avec de la terre argileuse ou de la terre glaise jusqu'au-dessus de la nappe d'eau et l'on fait tomber le pilon perforateur en comblant le trou à chaque coup ; on obtient ainsi un colmatage très étanche des parois au moyen d'un véritable tube plastique qui maintient les parties ébouleuses du terrain. On est arrivé d'ailleurs à perforer des puits de 15 m. de profondeur, très rapprochés les uns des autres, sans constater aucun éboulement. La 2[e] opération s'appelle le bourrage : on jette d'abord au fond du puits des matériaux de fortes dimensions, en général de grosses pierres que l'on chasse latéralement au moyen du pilon ogival de façon à obtenir à la base du puits un épanouissement considérable qui peut être comparé à un enrochement très étendu. Quand cette assise est obtenue, on continue le bourrage avec des matériaux arrosés de chaux, s'il s'agit d'une charge peu importante, ou avec du béton de cailloux ou du mortier de ciment pour les appuis très importants. On peut même armer ces puits de barres longitudinales qui viendront se raccorder avec les armatures des poutres ou arcs de

liaison. On peut se dispenser dans bien des cas de poursuivre la perforation jusqu'au bon sol, car l'adhérence des parois verticales est souvent suffisante, l'importance de ces dernières étant très

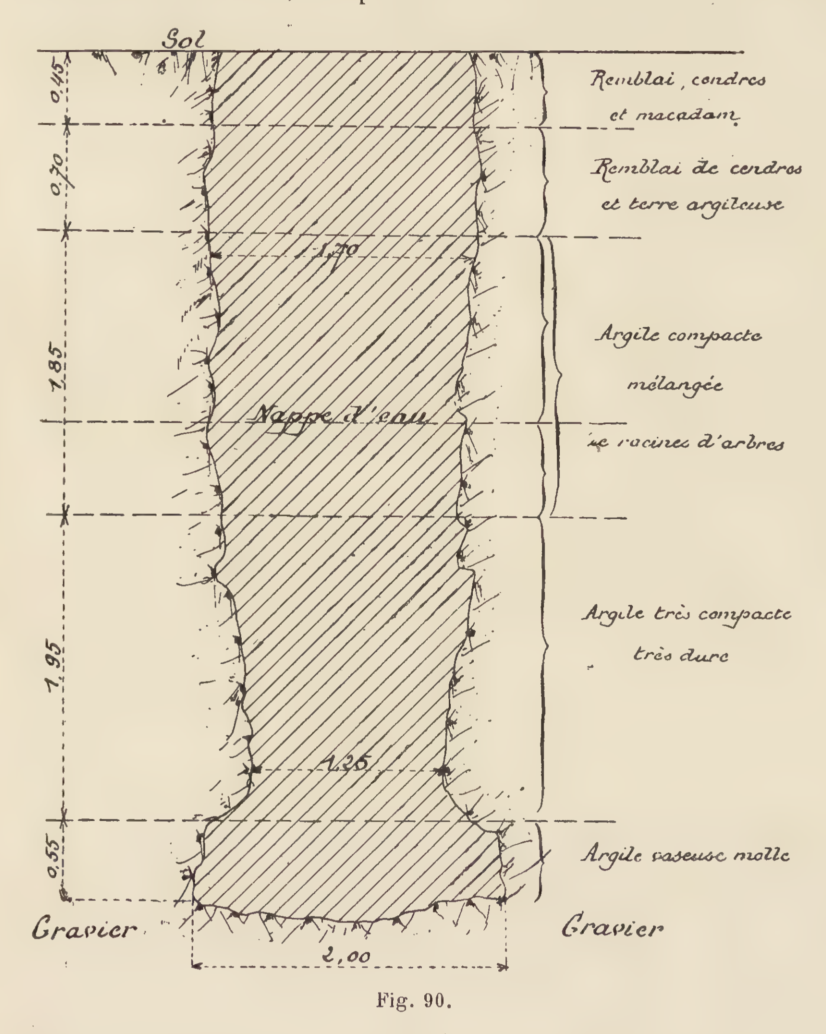



Fig. 90.

grande ; on remarquera en effet que les puits atteignent après bourrage un diamètre de 1 m. 10 à 1 m. 50 suivant les cas.

La fig. 90 montre l'aspect d'un pylône établi pour la construction des fondations du Palais des Beaux-Arts de l'Exposition de Liège. Le puits était creusé à 10 m. environ de la rivière de l'Ourthe dans

un terrain en communication directe avec le cours d'eau, et formé de matières argileuses traversées par de nombreuses racines d'arbres. Le pylône a été mis à nu après le bourrage afin de se rendre compte de l'effet de la compression : dans le bas on a trouvé un épanouissement de 2 m. de diamètre environ et 0m.50 d'épaisseur correspondant à un banc d'argile molle vaseuse. Immédiatement au-dessus, le pylône s'étranglait jusqu'à 1m.25 de diamètre dans la partie la plus dure du terrain et s'élargissait de nouveau, le diamètre moyen étant de 1m.50 à 1m.70. La profondeur totale du puits était de 5m.85 dont 3m.15 au-dessous du niveau de la nappe d'eau. Il est à remarquer que, grâce à la compression latérale énergique du terrain, on a pu effectuer la fouille de découverte au-dessous du niveau de l'eau sans que celle-ci n'apparût que par suintements. Ce pylône ainsi constitué avec du mortier de ciment et du silex peut supporter une charge totale de 300.000 kgr.

155. Applications du procédé. — Ainsi que nous l'avons dit, ce procédé peut s'appliquer à presque tous les terrains qui ne contiennent pas une nappe d'eau abondante. Il a pour avantages de pouvoir obtenir dans des terrains variés une résistance uniforme et d'être rapide, car un puits de 8 m. peut être perforé et bourré en 6 heures. Les pylônes étant établis de distance en distance sous les murs ou points d'appui, on les réunit à leur sommet, soit par des poutres, soit par des arcs ou des radiers en ciment armé ; des tiges d'acier, prises pendant le bourrage dans la masse des pylônes, sont rattachées aux armatures des poutres ou arcs de façon à former un tout homogène et continu.

156. Pavillon du Creusot a l'exposition de 1900. — Ce pavillon construit au bord de la Seine a nécessité l'emploi de 157 pylônes de 6m.80 à 7m.50 de profondeur. On avait à traverser une véritable rivière à courant très rapide et les pylônes les plus rapprochés de l'eau ont dû être particulièrement soignés ; les pylônes sont armés de 4 ronds de 20 mm. qui viennent s'encastrer dans le radier général.

157. Pont Saint-Roch a Avignon. — Ce pont franchit un chemin

vicinal et ensuite la rivière « *La Sorgue* », le tablier reposant sur une pile et deux culées, fondées sur pylônes. Pour la culée, côté Lyon, les puits traversent une couche argileuse compressible de 4 m., puis 1 m. de tourbe et vase et s'arrêtent sur un banc de gravier. Pour la culée, côté Marseille, presque tous les points d'appui se trouvant dans le lit de la rivière, on a dû faire un bâtardeau et assécher la rive. Des précautions spéciales ont dû être prises pour éviter l'arrivée de l'eau dans les puits à la traversée d'une couche de vase presque liquide à laquelle il a fallu substituer un sol composé de terre argileuse.

158. Eglise du Sacré-Cœur a Nancy. — Les fondations du portail et des tours formant clocher ont été établies sur pylônes traversant deux natures de terrain bien différentes. La 1re partie, sous la tour de gauche, non affouillée, se composait de 8 mètres de hauteur de terre fortement argileuse, de sable de même nature et de sables boulants, le tout parcouru par des veines d'eau sous lesquelles se trouvait environ 1 mètre de vase avant d'arriver au bon sol. La 2e partie sous la tour de droite avait été fouillée jusqu'à 7 mètres environ de profondeur en vue de l'exécution des fondations par les méthodes ordinaires qui durent être abandonnées en raison des nombreuses difficultés rencontrées : voies d'eau, éboulement, etc. Les pylônes ont été établis à 9 m. de profondeur, à quelques mètres à peine d'une importante construction qui n'a nullement souffert pendant la période de perforation des puits.

159. Pont de Rouillon sur la Meuse. — Le système de fondations par compression a été employé pour les deux culées d'un pont entièrement en ciment armé comprenant 2 arcs de 38 mètres, 1 arc de 42 mètres et 1 arc de 17 m. 50. Sous chacune d'elles onze gros pylônes ont été établis au travers du terrain d'alluvion et du gravier, de manière à pénétrer et prendre appui dans les couches de gravier très résistantes recouvrant le banc de rocher de la vallée. Chaque pylône est armé de 4 ronds de 20 mm. émergeant de 1 m.80 à 2 m. destinés à relier l'infrastructure à la superstructure de l'ouvrage.

160. Pont sur la Meuse a Liège (Belgique). — Ce pont est également en ciment armé et comprend une arche de 55 m. de portée et deux travées de 11 m. d'ouverture, le tablier ayant une largeur totale de 10 mètres. Chaque pile et chaque culée sont supportées par un ensemble de pylônes reliés entre eux et descendus à 3 m. 80 en contrebas du niveau du lit de la rivière, soit à 5 m. 30 au-dessous du niveau normal des eaux. Ils traversent un banc de gros gravier de Meuse dans lequel ils sont ancrés et vont prendre appui sur les couches profondes plus denses et plus résistantes. L'application de ce système a permis d'exécuter de véritables puits dans le gravier, sans que l'eau, dont la pression atteignait 6 mètres, vînt emplir l'excavation ni interrompre le travail ; les puits ont été aussitôt après perforation remplis de béton par couches de 30 à 40 cm. d'épaisseur ; dans chacun d'eux on a noyé de 4 à 6 ronds de 45 mm. se prolongeant jusqu'au niveau supérieur du tablier à travers les piles ou culées en ciment armé.

161. Pylones jumelés. — Deux pylônes accolés battus à 1 m. 70 d'axe en axe ont été mis à découvert rue de la Véga, (à Paris) fig. 91. On a remarqué que les matériaux bourrés se rejoignaient sur 2 m. de hauteur. La terre restée entre les pylônes était tellement comprimée que sa résistance était presque aussi grande que celle du béton. Cet exemple montre qu'au moyen de pylônes convenablement rapprochés on peut obtenir une assise continue sur le bon sol, procédé qu'il convient d'employer dans le cas de lourdes surcharges.

## II. — PILOTIS SYSTÈME « SIMPLEX »

162. Description. — Le pilotis « *Simplex* » est un pieu en béton coulé, à l'emplacement qu'il doit occuper, au moyen d'un tube en acier battu jusqu'au refus. Ce système depuis longtemps très employé en Amérique, vient d'être introduit en France où de nombreux travaux sont exécutés ou en cours d'exécution. Le principe du système consiste à enfoncer jusqu'à refus une forme tubulaire creuse, à verser du béton frais dans ce moule et à retirer ce der-

nier petit à petit pendant qu'on le remplit et qu'on dame le béton ; le vide, laissé entre le terrain environnant et la paroi intérieure du



Fig. 91.

moule au moment où on retire ce dernier, se trouve être rempli par le damage énergique que l'on impose au béton. Le moule consiste en un tube d'acier de 30 mm. d'épaisseur et de longueur suffisante

pour atteindre 12 à 14 mètres au-dessous du sol, muni à son extrémité inférieure d'une paire de mâchoires dentées qui sont fermées pendant le battage et qui s'ouvrent d'elles-mêmes aussitôt que l'on commence à retirer le tube et à pilonner le béton. Le moule étant foncé au refus au moyen d'une sonnette puissante, on le remplit



Fig. 92.

d'environ 1 m. de béton en hauteur ; on retire le tube au moyen de moufles disposées sur la sonnette et on continue à couler et à damer le béton, le tout formant un travail ininterrompu, jusqu'à ce que l'on soit arrivé au niveau du sol.

La fig. 92 montre une photographie de l'appareil employé à cet effet, qui est d'une construction robuste.

163. Essais de pieux simplex a Lyon. — On a procédé dans un terrain de la ville de Lyon, au quai Perrache, à des essais sur un groupe de 4 pieux placés en carré et distants de 1 m. 80 d'axe en axe. Le terrain était constitué, sur une hauteur de 8 à 9 mètres, par des remblais de toutes natures, amenés aux décharges publiques et

formés en grande partie des démolitions du quartier Grolée. La partie basse sur deux mètres environ de hauteur était composée de gros blocs en maçonnerie, bordures de granit, etc., qui ont roulé au pied du talus de décharge ; le sol de base est l'alluvion du Rhône, composée de graviers et galets noyés dans du sable.

Le tube servant de moule avait 0 m. 40 de diamètre intérieur ; il a été battu avec un mouton de 1400 kgr. tombant de 4 m. de haut ; il a fallu 210 à 225 coups de mouton pour obtenir un refus suffisant qui variait de 0 m. 014 à 0 m. 026 pour les cinq derniers coups. Une fois les pieux coulés, on a réuni leurs têtes au moyen d'une semelle en ciment armé constituée par 4 poutres de 0 m. 30 de haut et un hourdis central de 0 m. 10 d'épaisseur.

La plate-forme de 2 m. 20 × 2 m. 20 a été chargée au moyen de rails du type P.-L.-M. et de fers à planchers. La charge commencée le 26 juillet 1906 a été terminée à 247 tonnes le 3 août, et elle est restée en place jusqu'au 10 août ; les nivellements très rigoureux qui ont été faits matin et soir n'ont accusé aucune déformation pendant tout ce laps de temps.

164. Calcul des pieux simplex. — A la suite d'expériences nombreuses on a adopté la formule suivante pour le calcul de la charge que l'on peut faire supporter au pieu Simplex :

$$X = \frac{2WH}{P+1} + \frac{2WHa}{(p+1)Af}$$

dans laquelle :

P est la pénétration moyenne dans les 5 derniers coups ;

$p$ est la pénétration moyenne de tous les coups ;

A surface de projection de la pointe ;

$a$ surface frottante du pilotis ;

W poids du mouton en kilogrammes ;

H hauteur de chute ;

$f$ coefficient empirique, pris égal à 40.

Si l'on applique cette formule au pieu précédemment éprouvé on trouve comme charge à faire supporter : X = 31.000 kgr. ; or l'essai a porté sur une charge de $\frac{247.000}{4} = 62.000$ kgr.

165. Applications. — Le pieu Simplex peut naturellement s'employer partout où l'on peut prévoir des pieux en bois ; le tube étant suffisamment étanche par lui-même, on n'a pas à craindre les sous-pressions d'eau et le béton est toujours coulé à sec ; de plus, son prix de revient est assez peu élevé pour pouvoir lutter dans bien des cas contre le pieu en bois, surtout lorsqu'il s'agit de grandes longueurs. En principe, il présente les mêmes avantages qui ont été indiqués pour les pieux en ciment armé ; sa constitution lui permet d'ailleurs de recevoir une armature de façon à obtenir sur place un pieu armé ou fretté.

Le *Terminal Warehouse Building*, à Pittsburg, a exigé plus de 5.000 pieux Simplex de 37 cm. de diamètre et 10 à 16 m. de long ; on a employé à ce travail 8 sonnettes à vapeur qui ont livré les fondations au bout de 76 jours ; avec les procédés ordinaires, le délai aurait été de 18 mois.

Le *Produce Exchange Building*, de New-York, comprenant 14 étages, a été bâti complètement sur 125 pieux de 12 à 14 m. de long.

Enfin, en France, les ateliers de construction de La Seyne ont employé ce procédé au début de 1908 et en Tunisie, en novembre et décembre 1907, un pont en ciment armé de 90 m. d'ouverture avec deux piles intermédiaires a été fondé sur pieux Simplex.

---

# CHAPITRE XVI

## FONDATIONS SUR PUITS. — FONDATIONS TUBULAIRES FONDATIONS SUR CAISSONS. — TRAVAUX HYDRAULIQUES.

### I. — FONDATIONS SUR PUITS

166. Lorsque les charges transmises par la construction que l'on veut asseoir sur une base solide sont très élevées ou lorsque le bon sol se trouve à une profondeur trop faible pour nécessiter l'emploi des pieux en béton armé ou en bois, on constitue la fondation au moyen de pylônes isolés, reliés à leurs têtes par des poutres en ciment armé, qui supportent toutes les charges transmises, soit par les murs, soit par les piliers.

Si les puits ne sont pas très profonds et si le terrain est suffisamment consistant, on creuse simplement un trou circulaire ou carré suivant la section du puits que l'on a prévue, en ayant soin d'étayer les parois au fur et à mesure de la descente ; lorsqu'on atteint le terrain résistant, on élargit légèrement la base et on remplit ensuite le vide de béton ordinaire, de maçonnerie de ciment, ou mieux, avec du béton de ciment muni de quelques armatures verticales, si la charge à supporter est très grande.

Si les puits sont très profonds et si le terrain est inconsistant, on peut opérer d'une des trois façons suivantes : 1° au fur et à mesure de la fouille, on blinde les parois au moyen d'une enveloppe en tôle ou d'un tuyau en ciment armé que l'on enfonce progressivement de manière à mettre constamment les ouvriers à l'abri des éboulements; 2° on établit une colonne creuse en béton ou en ciment armé sur un rouet métallique muni sur son pourtour d'un couteau vertical et que l'on fait descendre dans le sol inconsistant, en creusant tout

autour du couteau ; 3° en construisant une série d'anneaux en ciment armé qui entourent la fouille au fur et à mesure du déblaiement, suivant le procédé Simons qui sera décrit plus loin. Pour ces méthodes, on peut se servir de matériaux ordinaires, béton, maçonnerie ou métal, mais on conçoit que le ciment armé, qui réunit à la fois les avantages d'avoir une faible épaisseur de paroi et de mettre le métal à l'abri des intempéries, soit tout indiqué pour la confection des parois creuses. En outre les armatures verticales des pylônes ainsi établis peuvent facilement être reliées aux poutres du soubassement, de façon à constituer un tout bien homogène et rigide.

Lorsqu'il s'agit d'une construction très étendue comportant un grand nombre de puits, il est avantageux de remplacer les poutres reliant les pylônes à leur partie supérieure par des arcs surbaissés en ciment armé, lesquels demanderont une faible épaisseur même pour de grandes portées et de fortes surcharges.

## II. — FONDATIONS TUBULAIRES

167. — Lorsqu'il s'agit d'établir l'assise d'une pile de pont en rivière ou d'un ouvrage à la mer, on emploie un procédé analogue au précédent, mais en utilisant l'air comprimé pour l'enfoncement des tubes en acier et en ciment armé, qui ont ici de 2 m. 50 à 3 m. de diamètre, et qui doivent être calculés pour résister à la charge totale que le pylône aura à supporter bien que le vide intérieur soit rempli de béton ou de chaux ordinaire, ou même de sable mouillé. Pour opérer l'enfoncement on emploie l'une des méthodes suivantes :

Le tube est entièrement construit et échoué à la place qu'il doit occuper, la base inférieure étant ouverte et la partie supérieure fermée au moyen d'une calotte sphérique. Le vide est ensuite fait dans le tube au moyen d'appareils puissants ; les matières terreuses du sol de fondation sont alors aspirées et la pression atmosphérique agissant sur la calotte détermine l'enfoncement ; cette opération renouvelée plusieurs fois permet de constituer une pile profondément ancrée.

Un deuxième procédé consiste à enfoncer le tube au moyen d'une chambre de travail communiquant avec une deuxième chambre pla-

cée immédiatement au-dessus et servant d'emmagasinage des déblais et, par une écluse s'ouvrant par le bas. L'air comprimé est amené dans la chambre de travail où les ouvriers procèdent au déblaiement en déposant ceux-ci dans la chambre des déblais également en communication avec l'air comprimé. Lorsqu'on veut enlever ces matières, on met la chambre des déblais en communication avec l'air libre et on recommence l'enfoncement jusqu'à ce que l'on arrive au sol résistant.

## III. — FONDATIONS SUR CAISSONS

168. — Lorsqu'il s'agit d'ouvrages très importants, les piles tubulaires sont remplacées par des caissons mis en place, soit par échouage, soit par fonçage à l'air comprimé.

Le premier procédé est généralement employé pour la construction des murs de quai, jetées, môles, où l'on ne peut songer à atteindre le sol résistant. On établit alors une première base constituée par l'immersion d'enrochements naturels et artificiels et de blocs de béton de fort volume; on dresse la face supérieure de cette assise au moyen de scaphandriers ou de cloches à plongeurs et l'on immerge des immenses caissons creux ou blocs flottants qui seront ensuites remplis de béton au moyen de bennes puissantes. Les premiers caissons ainsi immergés étaient construits en métal ou en bois et par suite l'enveloppe était appelée à disparaître dans un temps assez court, le béton formant remplissage étant seul calculé pour résister à la poussée de l'eau : l'emploi du ciment armé a permis de réaliser là quelques avantages importants, car les parois étant calculées pour résister à la pression de l'eau lorsque le caisson est vide, fournissent en même temps une grande résistance au renversement lorsque le caisson a reçu son remplissage ; d'autre part le béton des parois étant plus riche et plus soigné puisqu'il a été construit hors de l'eau, est plus à même de résister aux chocs et aux dégradations pouvant provenir de l'action des vagues, que le béton de remplissage qui a été coulé sous l'eau sans contrôle possible. On verra d'ailleurs plus loin les importantes applications qui

ont été faites avec l'emploi du ciment armé dans les grands travaux maritimes récents.

Les caissons à air comprimé sont analogues aux précédents, mais ils renferment à la partie inférieure une chambre de travail analogue à celle qui a été décrite dans les fondations tubulaires, seulement leur surface est quelquefois considérable. On connaît la disposition générale des caissons à air comprimé qui peut être résumée ainsi : on établit une chambre de travail de 1 m. 80 à 2 m. 10 de hauteur dont les parois verticales agissent en même temps comme couteaux, et dans laquelle on introduit de l'air comprimé à une pression supérieure à celle du niveau de l'eau sous lequel on travaille. Le plafond de cette chambre est constitué par un plancher capable de résister à la pression de l'air comprimé et percé de plusieurs orifices munis de tuyaux ou sas. Ces tuyaux communiquent avec l'air libre par l'intermédiaire d'une chambre munie de deux écluses, l'une en communication avec la chambre à air comprimé, l'autre avec l'air extérieur. Ces tuyaux généralement au nombre de trois par caisson servent au passage des ouvriers et à l'enlèvement des déblais. La descente s'effectue en creusant autour des parois du caisson et en chargeant, si les circonstances le permettent, le plafond de la chambre de travail soit au moyen des déblais soit avec de l'eau. Il est nécessaire alors de prolonger les parois verticales de la chambre à air de façon à établir une enceinte étanche dans laquelle les ouvriers pourront établir les maçonneries au fur et à mesure de la descente du caisson.

Les parois et le plafond de la chambre de travail sont généralement constitués au moyen d'armatures métalliques noyées dans une forte épaisseur de béton. Cette partie se comporte donc comme un véritable ouvrage en ciment armé et devrait être calculée en conséquence. Sur ce point les ingénieurs se sont divisés, en deux écoles : l'une qui accorde toute l'importance à la partie métallique, le béton n'étant considéré que comme élément de remplissage et de protection ; l'autre au contraire attache toute l'importance à la maçonnerie et ne dispose des armatures métalliques que pour assurer la liaison intime des différentes couches de béton. Un juste milieu qui consisterait à attribuer à chaque élément le rôle qu'il joue en réa-

lité, dans ce corps hétérogène, nous paraîtrait présenter tous les avantages tant au point de vue de la résistance qu'au point de vue économique. Les progrès réalisés dans le calcul des ouvrages en béton armé permettent d'ailleurs d'envisager cette hypothèse en toute sécurité. A ce propos il est bon de signaler que les bassins de radoub, construits en 1876 par M. Hersent, dans la darse de Missiessy au port de Toulon, ont été établis sur caissons à air comprimé. La chambre à air de ces caissons était formée d'une armature métallique noyée dans une maçonnerie de briques et M. de Mazas, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, a calculé les différents éléments de cette chambre en faisant supporter les efforts d'extension aux armatures métalliques et les efforts de compression à la maçonnerie ; ce fut la première note de calculs parue, concernant un ouvrage en béton ou en maçonnerie armée.

### IV. — APPLICATIONS

169. Fondations tubulaires. — Les fondations tubulaires sont employées dans la construction des piles de pont ; une des premières applications a été faite à Sidney (Australie) pour la fondation des piles du pont sur le Cockle Creek où l'on a utilisé, pour le fonçage, des tuyaux système Monier. Ces tuyaux avaient 1m.07 de diamètre intérieur et 0 m. 06 d'épaisseur et étaient munis d'une armature composée de :

1° un grillage métallique en fils de 1mm.6 et mailles de 3 cm. ;

2° de 2 spirales en fils de 4mm.2 et pas de 2cm.5 ;

3° 6 fers plats verticaux de $44 \times 6$ placés entre les spirales.

Le tuyau se terminait à la base par un couteau en fonte et était protégé sur une certaine hauteur par une tôle métallique intérieure. Le fonçage s'est fait à travers du gravier, du sable et de l'argile à 11 m. de profondeur au-dessous du niveau de l'eau.

170. Fondations des piles et culées du pont de Rouillon (Meuse). — Ce pont a été construit par la Société anonyme de fondations par compression mécanique du sol, et mesure une longueur totale de 150 mètres. Le tablier est constitué par un plancher en ciment

armé reposant par l'intermédiaire de potelets sur 4 arches ayant respectivement 38, 42, 38 et 17,50 mètres d'ouverture.

Pour la fondation des piles et culées, 3 systèmes de fondations ont été employés : 1° pour les deux culées on a appliqué le système de fondations par compression du sol, que nous avons déjà décrit ; 2° la pile sur la rive gauche a été fondée par fouille directe à ciel ouvert jusqu'au terrain résistant ; 3° les piles en rivière ont été fondées au moyen de caissons creux que nous allons décrire :

Chaque caisson était constitué par une paroi de 0,20 en béton, armée de deux séries de barres de 8 mm. et raidie par 4 poutres transversales. La section horizontale du caisson est de forme elliptique et mesure 10 m. 50 × 6 m. 50 à la base et 8 m. × 4 m. à la partie supérieure sur 5 m. 20 de hauteur ; le poids total de cet ouvrage était de 80 à 85 tonnes.

Une charpente spéciale a été exécutée au-dessus de l'emplacement du caisson préalablement dragué jusqu'au rocher ; en outre afin de bien égaliser la surface d'appui sur ce rocher assez irrégulier, on avait coulé sous l'eau et placé avec l'aide d'un scaphandrier deux rangées de sacs de béton sec qui ont permis d'obtenir une assise plane et rigoureusement horizontale. Le caisson a été moulé entre coffrages et quand le béton a été jugé suffisamment dur on a procédé à la descente par le moyen suivant :

Huit tiges de suspension avaient été attachées sur un rouet en bois formant assise du caisson ; ces tiges étaient accrochées à huit vérins de 12000 kgr. supportés par la charpente. Pour soulager les appareils de suspension et rendre l'opération plus facile, on a opéré en deux fois : dès que le caisson a été monté jusqu'à mi-hauteur, on l'a immergé d'environ 2 mètres, puis on a continué le bétonnage. Le caisson étant mis en place, on a coulé sous l'eau et sur tout le périmètre une couche de 1 m. de béton. Huit jours après on a épuisé l'intérieur du caisson et continué le bétonnage à l'aide de béton de ciment bien pilonné par couches de 0 m. 15.

Les caissons, arcs et poutres du tablier étaient construits en ciment armé système Hennebique.

171. Caisson pour l'emploi de l'air comprimé a New-York. —

Pour la construction d'une annexe au tunnel sous l'Hudson de New-York à Jersey-City, on a fait descendre dans le rocher, à une profondeur de 25 mètres, sous un terrain aquifère, un caisson pneumatique entièrement en ciment armé. Ce caisson mesure 30 mètres de long sur 15 mètres de large ; il contient deux compartiments superposés, complètement séparés. Le compartiment de dessous, formant la chambre de travail, a reçu une bonne couche de mortier de ciment afin d'empècher la pénétration de la pression d'air à travers le béton poreux. La descente a fonctionné d'une façon très régulière et l'emploi du béton armé a permis de réaliser de notables économies sur le même ouvrage construit en acier.

172. Agrandissement du port de Barcelone. — La baie qui fermait le port primitif de Barcelone, protégée contre les vents du sud-ouest par le Montjuich, constituait un refuge médiocre qu'on améliora en créant des digues à l'est et à l'ouest. Le projet en cours d'exécution comporte le prolongement en alignement droit de la digue de l'est. La hauteur d'eau à traverser est de 16 à 17 m. avec fond de sable fin et affouillable. Le profil en travers comporte un soubassement général d'enrochements dont le sommet s'élève à 9 m. de hauteur, soit à 2 m. au-dessus des hautes mers. A l'abri de cet étage, le soubassement élevé jusqu'à 6 m. au-dessous du niveau de la mer, reçoit des caissons en béton armé de 6 m. de large et 7 m. de haut, destinés à supporter le môle définitif.

Les blocs ont été construits sur un chaland de transport par l'intermédiaire d'un plan incliné ayant un angle un peu inférieur à celui de glissement ; à ce plan sont fixés des galets sur lesquels repose le bloc maintenu par des freins et des chaînes ; quand le ponton est en place, on enlève les chaînes et les freins et on fait avancer le bloc en donnant des oscillations au ponton. Le caisson, définitivement adopté après plusieurs essais, mesurait les dimensions suivantes :

6 m. × 7 m. × 18 m. 60.

173. Blocs artificiels système Ed. Coignet. — La question des blocs artificiels creux en ciment armé, si employés aujourd'hui, comme nous venons de le voir, avait été prévue depuis 1896 par M. Ed.

Coignet qui a fait breveter à cette époque la disposition indiquée par les fig. 93. L'inventeur disait alors : « Les blocs artificiels en

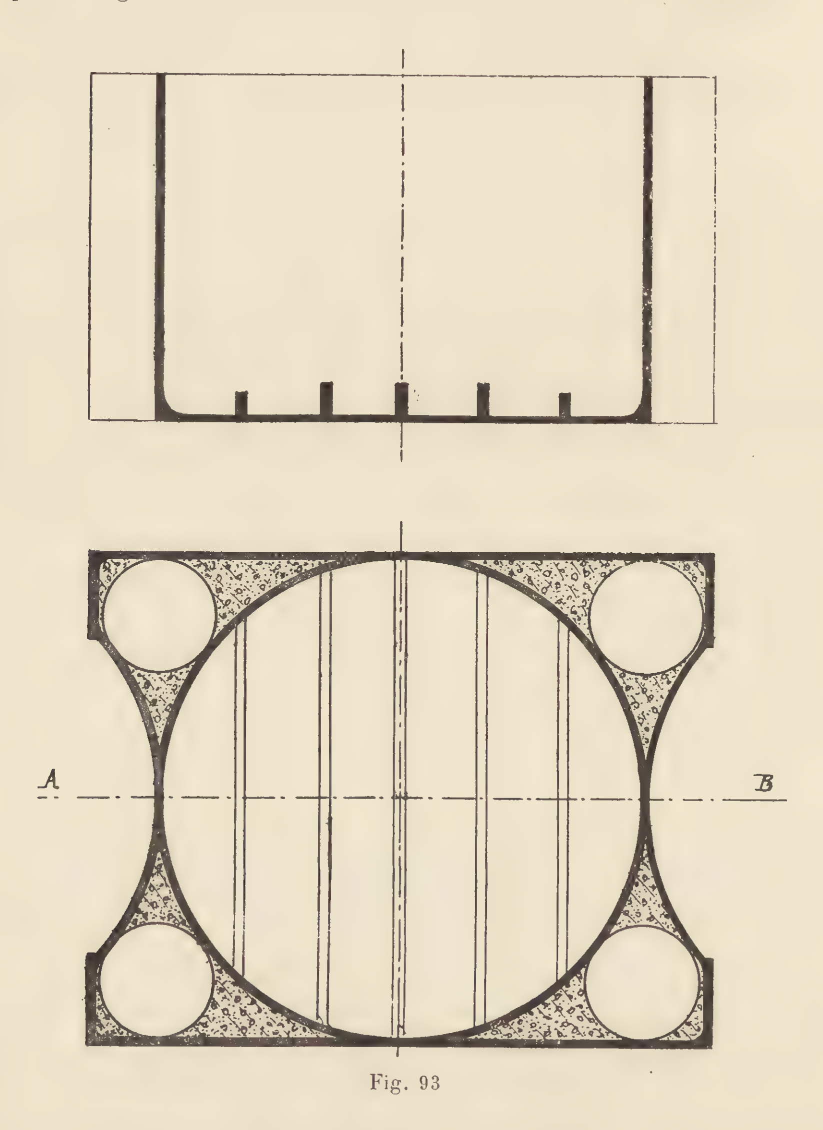



Fig. 93

ciment armé ont pour but de fournir une enveloppe résistante susceptible d'être lancée et remorquée à l'endroit qu'ils devront occuper, enveloppe dans laquelle on coule ultérieurement du béton pour

obtenir un monolithe recouvert d'un revêtement d'une grande dureté ».

Le bloc artificiel représenté par les figures 93 est constitué par un fond horizontal, trois parois verticales dont une est plane et les deux autres cylindriques et concaves; la paroi exposée aux flots peut être inclinée ou courbe; les parois extérieures sont soutenues et entretoisées par un cylindre inscrit dans ces parois et obtenu en coulant du béton autour d'un mandrin. Le fond est raidi par des nervures en ciment armé de façon à constituer un véritable plancher renversé capable de supporter la sous-pression d'eau existant au moment de la flottaison du caisson.

174. Murs de quai de valparaiso. — Un projet de reconstruction du port de Valparaiso, actuellement en cours, prévoit l'établissement de nouveaux murs de quai au moyen de caissons creux immergés et remplis ensuite de béton. Les fig. 94 indiquent deux dispositions prévues pour le profil en travers des murs de quai.

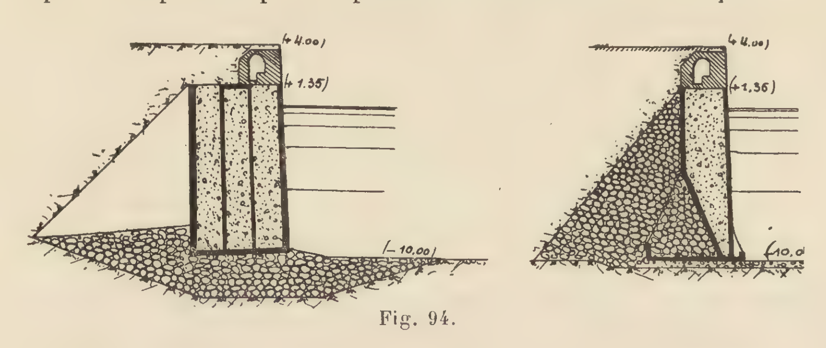



Fig. 94.

175. Puits système simons. — M. Paul Simons, ingénieur à Berne, a imaginé un système de fondation pour pylônes isolés qui consiste à construire sur place les parois des puits, en travaillant en sous-œuvre. Ce système a été appliqué dans les fondations du pont de Kornhans et du théâtre municipal de Berne.

Pour ce dernier les puits supportant l'édifice ont été construits de la façon suivante. Une fouille épousant la forme du puits a d'abord été faite sur une profondeur de 0m.90 ; au fond de cette fouille on plaça un rouet en bois formé de madriers de 30 × 7 posés de champ

et laissant un vide de 0m.15 avec les parois de la fouille ; on pilonna ensuite dans ce vide du béton de ciment dosé à 350 kgr. de ciment et muni d'une armature horizontale composée de ronds de 12 mm. et d'une armature verticale comprenant des ronds de 8 mm. En plaçant au fur et à mesure du pilonnage de nouveaux madriers les uns au-dessus des autres on termina la paroi jusqu'au niveau du sol. Ce premier élément étant sec, on enleva le rouet en bois et on descendit la fouille sur 0 m. 50 à 0 m. 90 suivant la nature des couches traversées et on recommença l'expérience. La liaison des divers éléments entre eux est assurée par une série de barres laissées en attente et qui pénètrent à la fois dans deux éléments consécutifs. Un chanfrein de 0,075 laissé à la fois à la partie supérieure et à la partie inférieure de chaque panneau permet de pilonner les parois du tronçon inférieur de façon satisfaisante.

Lorsqu'on atteint le sol résistant on élargit la base en soutenant les terres et les parois au moyen d'étançons ; le puits est enfin rempli de béton au dosage de 150 kgr. de ciment par mètre cube. Les puits sont reliés entre eux à la partie supérieure par de forts poitrails supportant les murs de la construction et formant en même temps ancrages.

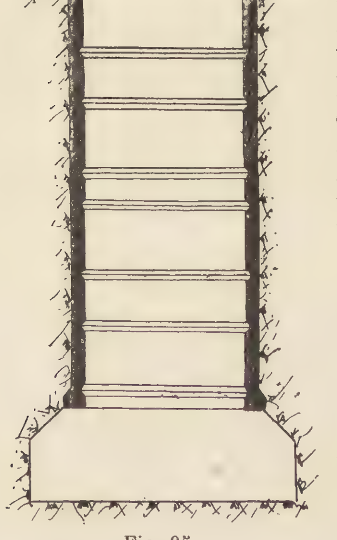


Fig. 95.

La fig. 95 donne le schéma d'un puits de fondation ainsi établi : le théâtre de Berne a exigé 11 puits de 2 m. × 2 m. à 3 m. 30 × 4 m. 60 de section sur 6 m. 50 à 10 m. de profondeur, la surface de la base élargie étant environ 2 à 3 fois plus étendue que celle du pylône.

176. Traversée sous la Seine du métropolitain de Paris. — On sait que le service technique de la ville de Paris a prévu la traversée de la Seine au moyen de tunnels tubulaires pour les lignes suivantes actuellement en cours d'exécution : 1° Ligne de Montmartre à Montparnasse ; 2° Ligne n° 8 d'Au-

teuil à l'Opéra traversant deux fois le fleuve ; 3° Ligne n° 4 de la Porte Clignancourt à la Porte d'Orléans.

La Ligne Montmartre-Montparnasse ne fait pas partie du réseau municipal et la concession en a été donnée à MM. Berlier et Janicot qui ont constitué la Compagnie du chemin de fer électrique Nord-Sud ; la partie traversant la Seine sur une longueur de 600 m. sera exécutée au moyen de deux tubes Berlier jumelés de 5 m. de diamètre intérieur dont la partie supérieure se trouvera à 4m.85 environ au-dessous du fond du fleuve.

La ligne Auteuil-Opéra est actuellement mise au concours et rien n'a encore été décidé.

La ligne Porte Clignancourt-Porte d'Orléans est actuellement presque terminée, la construction en avait été confiée à M. Chagnaud, Ingénieur des Arts et Métiers. Le projet avait été mis au concours en décembre 1904 et 13 constructeurs avaient été admis à présenter des propositions. Il nous a paru intéressant de donner une description rapide de deux projets : celui de M. Chagnaud, exécuté, et celui présenté par MM. Coignet et Fougerolle qui avaient prévu l'emploi du ciment armé pour la construction entière de cet important ouvrage, projet qui a d'ailleurs reçu une prime de 2000 fr. de la Commission d'examen.

Le programme soumis aux concurrents était le suivant : Il s'agissait de l'étude des dispositions à adopter pour l'exécution de la partie de la ligne métropolitaine n° 4 à la traversée de la Seine, c'est-à-dire dans la partie qui s'étend du carrefour de la rue des Halles et de la rue de Rivoli au carrefour de la rue Danton et du boulevard Saint-Germain. La ligne venant de la rue des Halles, après avoir croisé à la rue de Rivoli la ligne en exploitation de la Porte de Vincennes à la Porte Maillot, s'engage dans la rue Saint-Denis, traverse en diagonale la place du Châtelet, passe le grand bras de la Seine obliquement, puis se développe sous le marché aux fleurs et la caserne de la Cité. La traversée du petit bras se fait obliquement de manière à venir passer à l'angle amont du pont Saint-Michel. Au quai Saint-Michel la ligne croise le chemin de fer d'Orléans, puis traversant la place Saint-Michel s'engage dans le boulevard Saint-André-des-Arts et dans la rue Danton.

1° *Projet établi par M. Fougerolle.* — Le tunnel prévu pour le passage de deux voies normales était circulaire et mesurait 6 m. 60

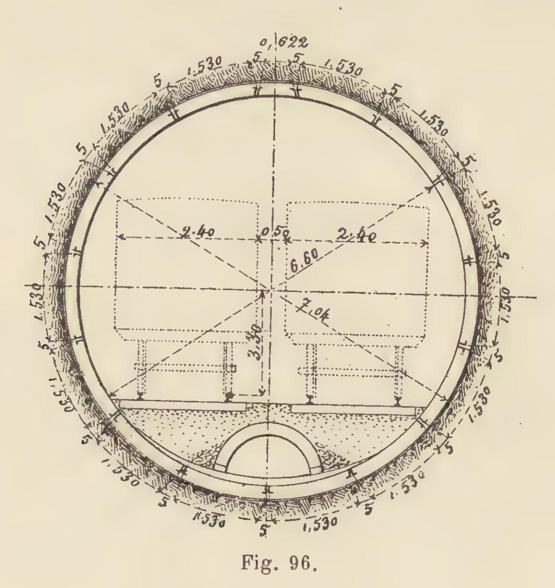



Fig. 96.

de diamètre intérieur et 7 m. 02 de diamètre extérieur, comme l'indique la fig. 96.

Ce tube était constitué par l'assemblage de 14 tronçons de 1 m.530 de longueur et 0 m. 495 de largeur avec un tronçon formant voussoir à la clef et mesurant 0 m. 622 de longueur seulement. Un joint en caoutchouc de 0 m. 005 d'épaisseur assurait l'étanchéité entre ces divers tronçons en permettant un serrage énergique. Les tronçons étaient fabriqués à l'avance dans un chantier spécial et transportés après un mois de durcissement à leur lieu d'emploi.

L'enlèvement des fouilles était fait par les moyens ordinaires du bouclier, les panneaux servant eux-mêmes de support aux pistons de la presse hydraulique.

Les fig. 97 donnent les détails des armatures de l'un de ces panneaux ; l'assemblage des panneaux entre eux se faisait au moyen de boulons de 20 mm. de diamètre et par l'intermédiaire d'une cavité réservée dans le béton à chaque angle du panneau. Ces cavités étaient remplies de mortier après la mise en place des panneaux et

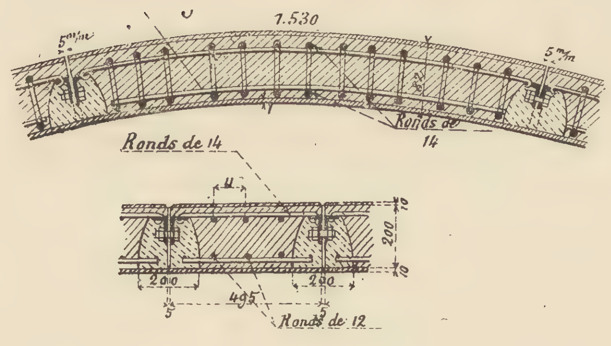

1.530
Ronds de 14
Ronds de 14
200
495
Ronds de 12

Fig. 97.

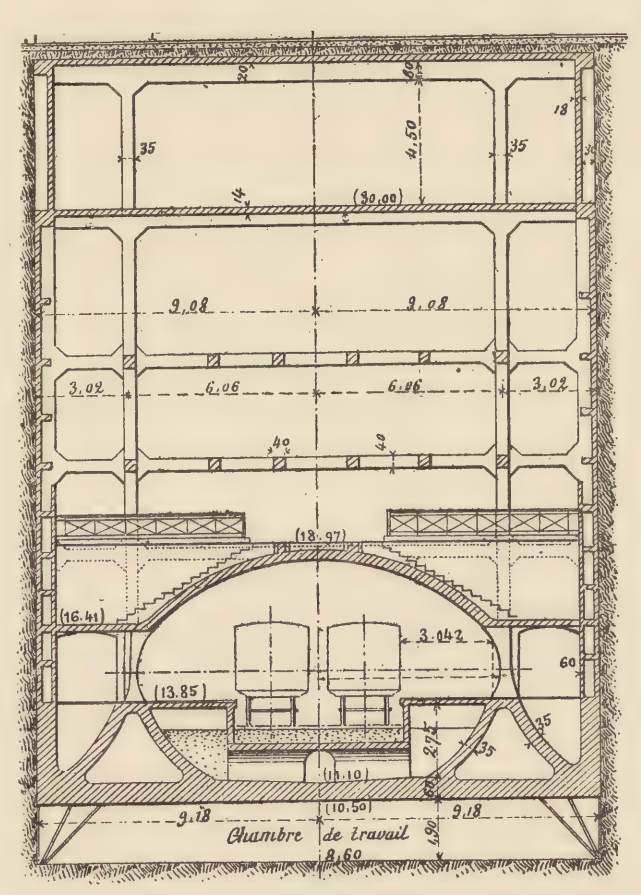

35
4,50
35
(30,00)
9,08
9,08
3,02
6,06
6,06
3,02
(18.97)
(16.41)
3.042
60
(13.85)
(11.10)
(10.50)
9,18
9,18
Chambre de travail
8,60

Fig. 98.

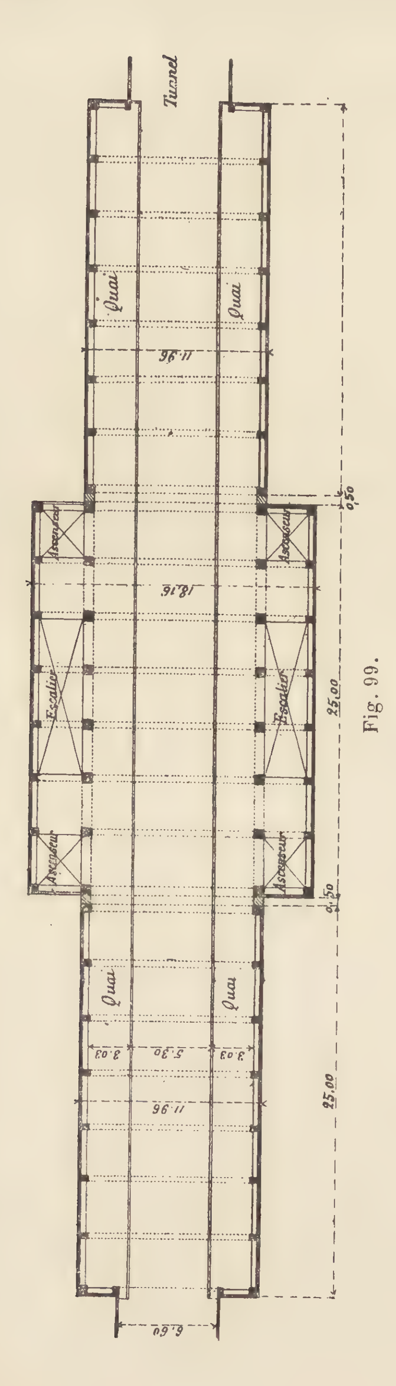



Fig. 99.

au moment de la confection de l'enduit intérieur. Cette disposition très simple pour la construction des parois de tunnels forme d'ailleurs l'objet d'un brevet pris depuis longtemps déjà par M. Ed. Coignet (Nouveau procédé pour la construction de souterrains).

Le projet comportait également la construction de deux stations souterraines : l'une *La Cité* établie sous l'ancien marché aux fleurs, l'autre *Place Saint-Michel*, au-dessous de la place de ce nom. Les fig. 98 et 99 donnent la coupe transversale et le plan d'ensemble de l'une de ces stations prévues entièrement en ciment armé. Chaque station comportait deux caissons extrêmes de 25 m. de long et 11m.76 de large et un caisson central de 25 m $\times$ 18,36, ce dernier devant contenir les escaliers et ascenseurs. La voûte inférieure, dont le gabarit était identique à celui des lignes déjà en exploitation, était établie sur un plancher de 0 m. 60 d'épaisseur formant en même temps le plafond de la chambre de travail. Au fur et à mesure de la descente des caissons, les parois verticales étaient élevées et les planchers intermédiaires construits. Cette disposition de station avait l'avantage d'obtenir au-dessous de la chaussée une im-

mense salle rectangulaire de 75 mètres de long et 11 mètres de large sans aucun appui intermédiaire et pouvant par conséquent recevoir une division appropriée aux besoins du service et permettant de multiplier les escaliers et ascenseurs.

2° *Projet Chagnaud* (actuellement en exécution). — Les procédés prévus pour l'établissement du souterrain unique à deux voies varient suivant les régions traversées : 1° on a opéré par cheminement horizontal, c'est-à-dire au moyen du bouclier pour les tunnels d'accès sur la rive droite depuis l'origine du lot jusqu'au grand bras de la Seine et, sur la rive gauche, depuis la station de la place Saint-Michel jusqu'à la fin du lot ; on a employé également le bouclier pour l'exécution du souterrain depuis la station de la Cité jusqu'au petit bras de la Seine ; 2° on a opéré par fonçage vertical au moyen de caissons pour la traversée des deux bras du fleuve.

Dans la partie établie par cheminement, le revêtement est formé de panneaux nervurés boulonnés entre eux, comme l'indique la fig. 100. L'étanchéité est obtenue par l'interposition de plaques de bois

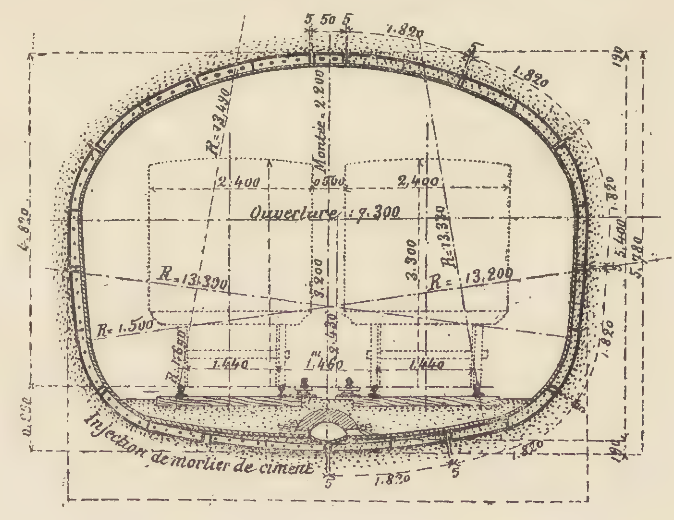



Fig. 100.

créosoté ou de feuilles de plomb dans les joints boulonnés et au moyen d'une injection de mortier de ciment.

Dans la partie exécutée par fonçage vertical, le revêtement

repose à sa partie inférieure sur le plancher bétonné de la chambre de travail des caissons. La fig. 101 donne le détail des armatures du tunnel dans cette partie ; la traversée du grand bras est faite au moyen de trois caissons qui sont amenés par flottaison, puis immer-

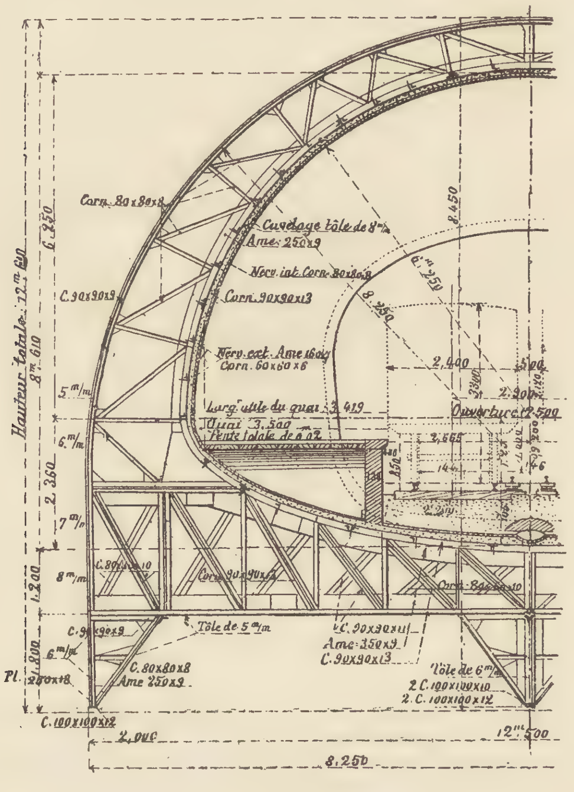



Fig. 101.

gés et foncés successivement de façon à laisser libre la majeure partie du fleuve.

Enfin la figure 102 donne la coupe transversale au droit d'une station : le gabarit intérieur est semblable à celui des stations des autres lignes, mais avec un surbaissement moindre. Les stations sont foncées sur caissons de 66 m. de long, 16 m. 50 de large, divisés chacun en huit compartiments de 16 m. 50 × 8 m. 25 desservis chacun par un sas. On accédera aux stations par des puits de service placés

à chaque extrémité, dont le vide intérieur elliptique mesure 26 m. × 18 m. 50 ; ces puits sont également foncés sur caissons et fermés à leur partie supérieure par un tablier métallique avec voûtes

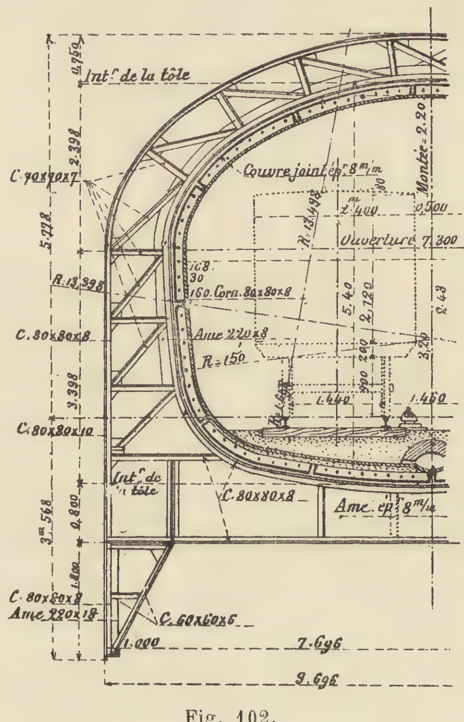


Fig. 102.

en briques pour supporter la chaussée. Les parois sont armées verticalement et horizontalement de cornières et tôles et leur épaisseur totale est de 2 m. 50 à la base et 1 m. 50 au sommet.

177. Travaux du port de Zeebrugge. — MM. Coiseau et Cousin ont construit pour les fondations du môle du port de Zeebrugge un grand nombre de caissons creux en ciment armé dont nous allons donner les principales caractéristiques. Les caissons de la jetée isolée ont les dimensions et la forme indiquées par la fig. 103 ; leur longueur est de 25 m., leur largeur 9 m. et leur hauteur 9 m. ; ils sont munis de contreforts espacés de 3 m. environ et raidis eux-mêmes par des poutres horizontales formant tirants. L'armature est

constituée par une sorte de caisson en tôle de 3 mm. d'épaisseur qui sert d'enveloppe extérieure et qui est raidie par les poutres en treillis des contreforts et du fond. La carcasse métallique faite à l'avance à l'atelier est apportée par pièces et montée sur des cales en bois à l'aide d'un échafaudage spécial de 67 m. de long pouvant desservir cinq caissons. Le caisson étant descendu sur le terrain, on bétonne d'abord le fond, ensuite les parois, en opérant par fractions successives de 1 m. à 1 m. 50 de haut ; le dosage était le suivant :

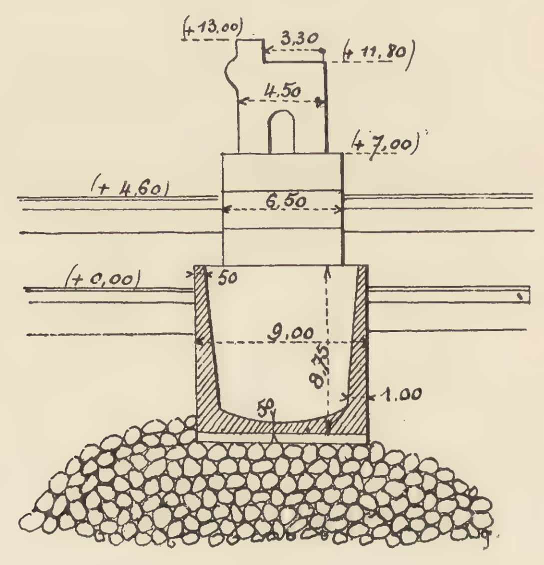



Fig. 103.

3 parties de pierrailles, 3 parties de sable pour 200 kgr. de ciment portland par mètre cube. Les blocs étant suffisamment secs on a procédé à leur mise en place, ce qui n'était pas facile car leur poids était de 1500 tonnes chacun. Pour cela on a fait flotter le caisson et on a placé à la partie supérieure une poutre en bois de 18 m. de long et 0 m. 40 $\times$ 0 m. 40 d'équarrissage, dépassant l'axe des extrémités du caisson de 2 m., cette pièce étant scellée dans les parois intermédiaires du caisson et devant servir au guidage. Des ceintures en bois ont été placées autour du caisson qui est également entouré par un gros câble métallique relié à deux remorqueurs placés du même

côté du caisson et chacun à une extrémité ; un troisième remorqueur de réserve était placé de l'autre côté du caisson en face de l'un des précédents. Ainsi fixé, le bloc est remorqué par flottaison jusqu'à l'emplacement exact qu'il doit occuper et qui est déterminé du côté de la jetée déjà construite par la traverse-guide dont nous avons parlé et du côté libre de la mer par une bouée en béton pesant 55 tonnes et reposant sur le fond. Le caisson étant en place, on met l'intérieur en communication avec la mer et il s'enfonce rapidement. Il est ensuite rempli de béton de cailloux au moyen de bennes actionnées par un titan et déversant 9 m³ d'un seul coup ; le remplissage étant terminé, on pose 3 blocs artificiels de 2 m. × 2 m. 50 × 5 m. d'un poids de 55 tonnes chacun et enfin on construit les maçonneries de la jetée à l'air libre ; la coupe transversale d'un môle est indiquée par la fig. 103. On a employé 116 caissons semblables dans le port intérieur et 17 dans la darse.

178. Revêtement de talus et brise-lames. — Il nous paraît intéressant de signaler un procédé de revêtement de berges et brise-lames récemment appliqué sur une grande échelle en Hollande et qui est dû à M. de Muralt, ingénieur des ponts et chaussées de ce pays. Nous résumerons ici l'étude parue dans le *Génie Civil* et dans plusieurs journaux techniques allemands et belges.

Ces revêtements sont constitués par des dalles en béton armé, indépendantes les unes des autres et maintenues en place au moyen de châssis-poutres formant couvre-joints. La fig. 104 donne l'ensemble et les détails du joint d'un revêtement de talus. Les dalles de 2 m. 40 × 1 m. 80 et d'une épaisseur de 7,5 à 12,5 cm., ont la forme de gradins successifs ; l'armature est constituée par une feuille de métal déployé pesant 1 kgr. 9 à 2 kgr. 7 le mètre carré, suivant les cas ; ces dalles sont placées les unes à côté des autres, tout en laissant le vide nécessaire pour l'introduction des châssis-couvre-joints qui assurent la fixité de l'ensemble ; l'adhérence est obtenue par l'encastrement profond de ces cadres dans le sol. Le rebord du cadre doit être exactement moulé d'après les formes de la dalle, de façon à obtenir une étanchéité parfaite ; au cas où ce joint laisserait un vide de plus de 2 mm. pouvant laisser infiltrer les eaux, on y remé-

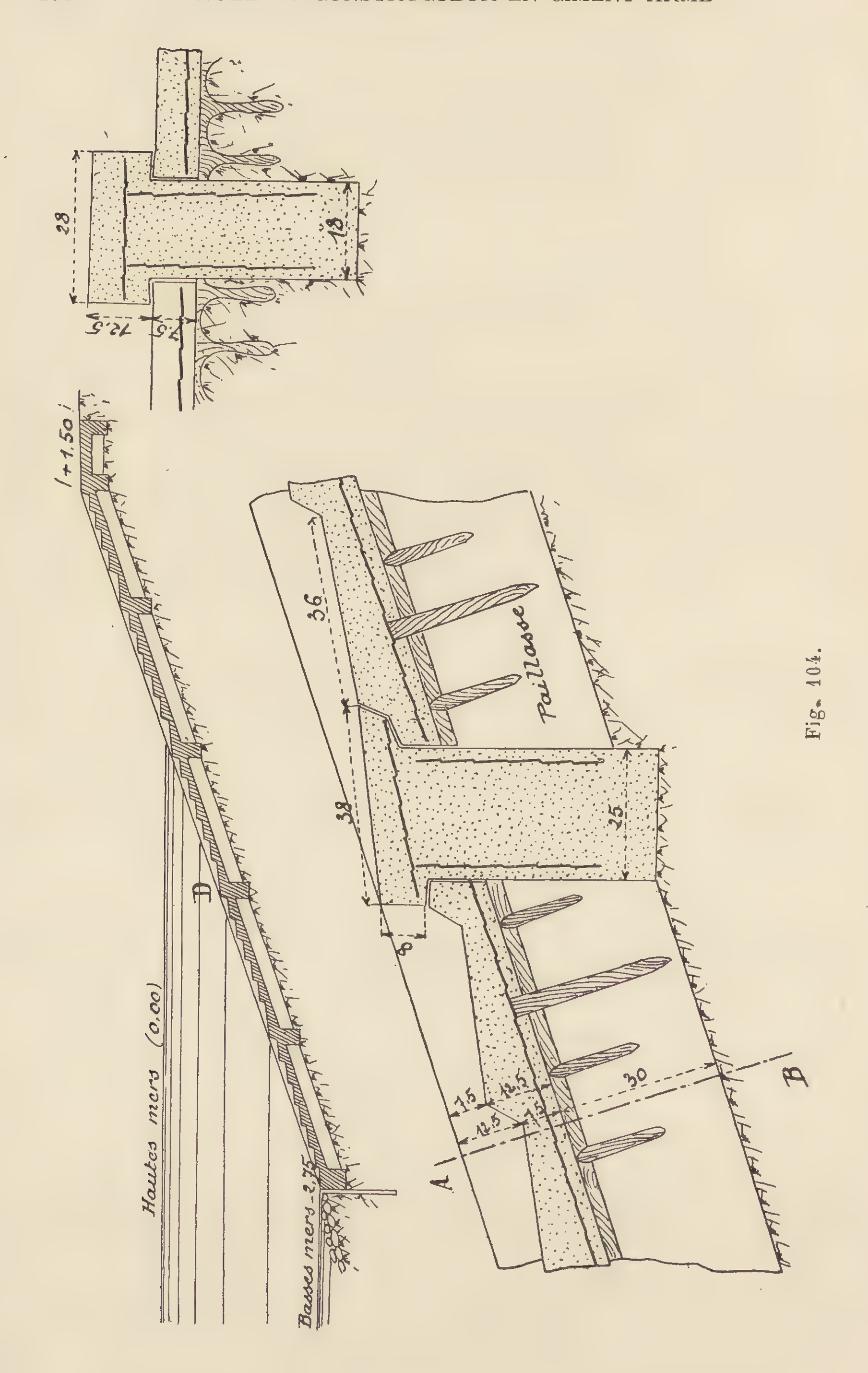

28
18
12,5
7,5
(+1.50)
Hautes mers (0.00)
Basses mers -2,75
D
36
Paillasse
38
25
8
A
B
30

Fig. 104.

dierait en coulant dans la fente un lait de chaux ou de ciment.

L'exécution du travail comprend :

1° La préparation du sol ;

2° La confection des dalles ;

3° La confection des châssis-poutres.

Le mode de préparation varie suivant la nature du terrain ; si ce dernier est consistant, il suffit de le damer fortement ; si l'on travaille sur du sable on recouvre le sol de roseaux séchés, paille, etc., que l'on maintient au moyen de tresses de paille posées transversalement et enfoncées dans le sol, tous les 50 cm.

Pour l'exécution des dalles, on dispose, dans le sens des lignes de plus grande pente et à 1 m. 85 de distance intérieure l'une de l'autre, deux poutres en bois dont la face supérieure est taillée en forme de gradins ; dans l'intervalle on plante de petits piquets en bois dépassant le sol de 1 cm. 5 et sur lesquels on cloue l'armature de métal déployé et on procède ensuite au pilonnage du béton, lequel est composé de 3 volumes de ciment pour 5 de sable et 8 de gravier dans les parties en contact avec l'eau et 1 volume de ciment pour 3 de sable et 4 de gravier pour les autres. On décintre après 12 heures environ de fabrication et même immédiatement dans les parties à l'abri des marées.

Pour la confection des châssis couvre-joints, on dispose deux madriers en bois dont la face, taillée en gradins, repose sur la dalle et qui donnent avec le fond de la tranchée, la forme des poutres. Le bétonnage se fait ensuite en ayant soin d'enduire d'huile toutes les parties en contact avec les dalles déjà fabriquées pour qu'il ne se produise aucune adhérence.

Pour construire 100 mètres carrés de revêtement système Muralt, il faut :

| | |
|---|---|
| Ciment . . . . . . . . . . | 3500 kgr. |
| Sable . . . . . . . . . . . | 9 $m^3$ |
| Gravier . . . . . . . . . . | 12 — |
| Métal déployé . . . . . . . | 120 $m^2$ |
| Huile . . . . . . . . . . . | 10 lit. |
| Journées de salaire . . . . . | 40 |

On a exécuté, en 1906, 40.000 mètres carrés de revêtements et

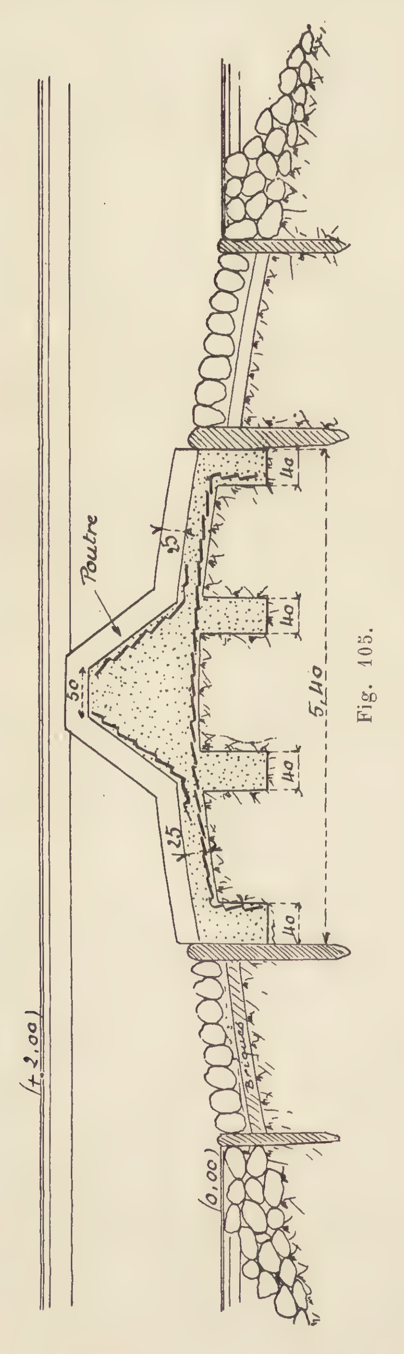



Fig. 105.

vu les bons résultats constatés jusqu'à ce jour, l'administration des ponts et chaussées a établi un programme plus étendu.

La fig. 105 donne la coupe transversale d'un brise-lames construit à Ziérikzée suivant les mêmes principes.

179. Revêtement système Monier. — On a exécuté en Belgique et en Hollande un grand nombre de revêtements de berge de la façon suivante : on construit d'abord une défense formée de pieux et palplanches en bois dont le sommet s'élève à 0 m. 20 au-dessous du niveau des basses eaux ; à partir de ce point jusqu'à 0 m. 40 au-dessus du niveau des hautes eaux, le talus incliné à 1 : 2 est muni d'un revêtement constitué par des dalles de 0 m. 08 d'épaisseur et 0 m. 50 de largeur ; les dalles sont posées les unes à côté des autres et reposent sur une couche de 0 m. 08 à 0 m. 10 de pierres calcaires ; les joints sont constitués par une bande de carton bitumé ; le prix de revient total, y compris la pose, est de 4 fr. le mètre carré environ.

180. Revêtement système Moller. — Ce système très employé en Allemagne consiste à construire sur place un dallage mince continu

dont la fixité est assurée par des ancres placées tous les 0 m. 75 environ et de 0 m. 50 à 0 m. 60 de longueur. Le dallage a une épaisseur de 0m. 05 à 0m. 15 suivant les terrains ; il est armé d'un treillis en fils d'acier galvanisé. Les ancres sont également construites sur place de la façon suivante : on perce dans le sol un trou de 0 m. 04 normal à l'inclinaison du talus, on y introduit un fil d'acier de 4 à 6 mm. et on y coule du ciment.

Dans ces sortes de dallages minces, il se produit forcément des fissures, car ils sont exposés aux variations de température; l'eau pénètre alors dans l'intérieur du dallage et désagrège l'armature ; si elle traverse celui-ci, elle peut causer des affouillements dans le terrain et amener ainsi la destruction de l'ouvrage. On remédie à ces inconvénients en créant des joints de dilatation tous les 10 ou 20 m. Le prix de revient varie de 3 fr. à 4 fr. 40 le mètre carré.

181. Revêtement système rabitz. — Ce revêtement est analogue au précédent ; l'épaisseur totale y a été portée à 0 m. 20 et l'armature constituée d'un treillis à mailles de 0 m. 25 renforcé au moyen de fers plats de 60 × 5 posés de champ et solidement ancrés à des scellements en fer constitués de distance en distance par un fer rond se terminant par une vis.

---

# QUATRIÈME PARTIE

## TRAVAUX PUBLICS

## PONTS — RÉSERVOIRS — CANALISATIONS MURS DE SOUTÈNEMENT

---

## CHAPITRE XVII

### PONTS A TRAVÉES RECTILIGNES

#### I. — GÉNÉRALITÉS

182. — Les ponts à travées rectilignes sont ceux dont l'emploi se présente le plus souvent pour une portée dont la limite maxima est d'environ 30 mètres. Au delà de cette dimension, la hauteur nécessaire aux poutres principales devient trop élevée pour un emploi pratique du ciment armé, car le poids propre est alors considérable.

Lorsque la distance entre les culées ne dépasse pas 3 à 4 mètres, une dalle doublement armée de 0 m. 16 à 0 m. 25 d'épaisseur suffit généralement ; à partir de 4 m. et jusqu'à 15 à 16 m., on a intérêt à constituer le tablier au moyen d'un hourdis de 0 m. 10 à 0 m. 14 d'épaisseur reposant sur des poutres longitudinales dont l'écartement variera de 1 m. 50 à 1 m. 75, suivant la largeur du pont et la disposition des trottoirs. Enfin, au delà de 16 m., la hauteur demandée par les poutres longitudinales devient pratiquement trop élevée pour obtenir un débouché suffisant et alors le tablier sera formé d'un hourdis de 0 m. 10 à 0 m. 14 reposant sur des pièces de pont transversales espacées de 1 m. 50 à 3 m. et transmettant elles-

mêmes les charges sur deux fortes poutres de rive, qui, elles, peuvent faire saillie au-dessus des trottoirs en formant en même temps parapets.

## II. — PONTS-ROUTES

183. Chaussée. — La chaussée est d'ordinaire constituée par un empierrement dont l'épaisseur varie de 0 m. 20 à 0 m. 30 sur l'axe du pont, la coupe transversale présentant un bombement dont l'inclinaison est de 0 m. 02 à 0 m. 03 par mètre. La largeur de la chaussée est variable mais on admet généralement les dimensions suivantes :

1° Ponts pour routes nationales et départementales devant livrer passage à deux voitures de front : 5 à 7 m. de largeur.

2° Ponts pour chemins vicinaux devant livrer passage à une seule file de voitures : 3 à 3 m. 50 de largeur.

184. Trottoirs. — Les trottoirs occupent une largeur variable entre 2 m. et 3 m. pour les routes départementales et nationales et 0 m. 75 à 1 m. 50 pour les voies d'intérêt local. Ils sont recouverts d'une chape en ciment de 0 m. 02 à 0 m. 03 d'épaisseur ou d'un dallage en asphalte de 0 m. 015 à 0 m. 020 d'épaisseur. La bordure du trottoir se fait généralement en pierre dure de 0 m. 20 à 0 m. 30 de large et 0 m. 40 d'épaisseur, ou, si elle est prévue en ciment, l'angle doit être protégé par une forte cornière. Il arrive souvent, surtout lorsque les ouvrages sont à proximité des villes, qu'il est nécessaire de ménager sous le trottoir des vides intérieurs servant au passage des conduites d'eau, de gaz ou d'électricité.

185. Surcharges. — Les ponts en ciment armé, à moins de conditions spéciales du cahier des charges, sont soumis aux épreuves fixées par la Circulaire ministérielle du 29 août 1891 concernant les ponts métalliques, que nous résumons ci-après :

On s'assurera que les limites de fatigue des matériaux ne dépassent pas les fatigues prévues sous les charges suivantes : 1° surcharge uniformément répartie de 400 kgr. par mètre carré sur toute la largeur de l'ouvrage, y compris les trottoirs; 2° sous le

passage des tombereaux à un essieu, traînés par deux chevaux et formant autant de files continues que le comportera la largeur de la chaussée. On admettra, pour faire ce calcul que les trottoirs sont surchargés uniformément de 400 kgr. et que les tombereaux et leurs attelages ont les dimensions et poids suivants :

Tombereaux :
- Poids total : 6000 kgr.
- Longueur (non compris les brancards) : 3 m.;
- Largeur de la voie : 1 m. 70 ;
- Largeur de la chaussée occupée : 2 m. 25.

Chevaux :
- Poids total : 700 kgr.;
- Longueur (y compris les traits et brancards) : 2 m. 50.

De plus la circulaire demande à envisager également le passage sur le tablier d'un tombereau à un essieu pesant 11 tonnes et d'un chariot pesant 16 tonnes, mais dans des conditions spéciales de calcul. Pour les constructions métalliques où l'on impose un travail pour l'acier de 8 kgr. 5 par mm² pour l'épreuve précédemment décrite du tombereau de 6 tonnes, on devra s'assurer que ce travail ne dépasse pas 9 kgr. 5 par mm² pour les épreuves avec tombereaux de 11 tonnes et chariots de 16 tonnes. Afin d'interpréter la circulaire dans le même sens et dans des conditions applicables au ciment armé on pourra donc établir les calculs avec le tombereau précédent de 6 tonnes et en appliquant les coefficients de travail prévus par la circulaire ministérielle du 20 octobre 1906 et on s'assurera que ces coefficients ne sont pas dépassés de plus de 12 0/0 en appliquant les surcharges suivantes :

1° On substituera à l'un des tombereaux un véhicule également à deux roues traîné par 5 chevaux et pesant 11 tonnes ;

2° Les tombereaux de 6 tonnes seront remplacés sur toute la surface du pont par des chariots à deux essieux traînés par 8 chevaux sur 2 files, ayant les poids et dimensions suivants :

Chariots :
- Poids sur chaque essieu : 8000 kgr. ;
- Longueur : 6 m. ;
- Largeur de la voie : 1 m. 70 ;
- Ecartement des essieux : 3 m. ;
- Distance du 1er essieu à l'avant du chariot : 1 m. 50 :
- Distance du 2e essieu à l'arrière du chariot : 1 m. 50 ;
- Largeur de la chaussée occupée : 2 m. 25.

Chevaux { Poids : 700 kgr. ;
Longueur (compris les traits et brancards) : 2 m. 50.

186. Position défavorable d'un groupe de poids roulants agissant sur une poutre. — Si la poutre est soumise à l'action d'une seule charge isolée pouvant se déplacer dans le sens de la longueur, il est évident que le moment fléchissant sera maximum lorsque la charge se trouvera au milieu de la portée. Mais si l'on a un système de poids roulants pouvant se déplacer sur une poutre horizontale, il est intéressant de connaître au premier abord quelle est la position du système pour laquelle correspond le moment fléchissant le plus élevé. Si l'on désigne par (fig. 106) :

$P_1$, $P_2$, $P_3$.., $P_4$, les poids agissant sur la poutre AB,

Q, la résultante des poids engagés sur la poutre,

L, la portée de la poutre,

O, milieu de la portée de la poutre,

$a$, distance GC du point d'application G de la résultante au point

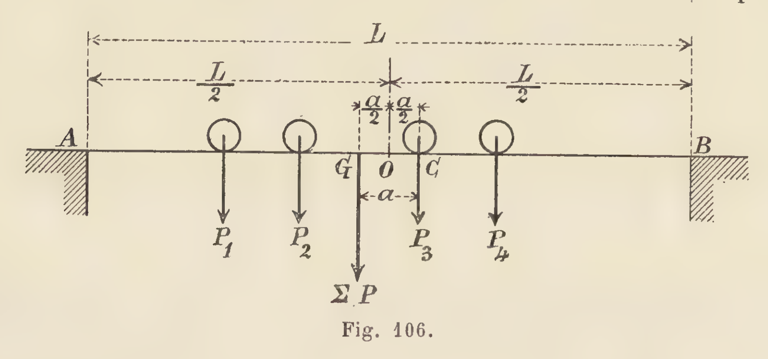


Fig. 106.

d'application C de l'un des poids adjacents.

M. Barré a démontré que le moment maximum, abstraction faite du poids propre, était produit par rapport à un des poids $P_1$, $P_2$, $P_3$, $P_4$... lorsque le milieu O de la portée partageait en deux parties égales la distance GC du point d'application de la résultante au poids considéré. En faisant cette opération pour chacune des charges isolées, il sera facile de déterminer le maximum qui sera produit par le passage de l'ensemble du système.

Si l'on opère au moyen de la statique graphique il suffira de

déterminer la ligne de fermeture pour un certain nombre de positions de la charge roulante et de rechercher dans chacune de ces positions l'ordonnée maxima du polygone funiculaire ; on obtiendra ainsi immédiatement le moment fléchissant maximum et la section dans laquelle il est produit.

187. Calcul du moment fléchissant maximum produit par les charges roulantes prévues par la circulaire ministérielle du 29 aout 1891. — Dans le but de simplifier les calculs nous avons donné dans le tableau ci-après les résultats obtenus pour toutes les

**Calcul des moments fléchissants et des réactions sur les appuis produites par les charges roulantes sur une poutre de pont-route.**

(La poutre est supposée portant la totalité des convois)

| Portée | Chariots de 6 tonnes | | Tombereaux de 11 t. | | Chariots de 16 tonnes | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | moments | réactions | moments | réactions | moments | réactions |
| | kgm. | kgs. | kgm. | kgs. | kgm. | kgs. |
| 5 | 7 500 | 6 315 | 13 750 | 11 315 | 10 000 | 11 200 |
| 6 | 9 175 | 6 467 | 16 675 | 11 467 | 13 500 | 12 058 |
| 7 | 11 025 | 6 600 | 19 775 | 11 600 | 17 358 | 12 821 |
| 8 | 12 875 | 6 700 | 22 875 | 11 700 | 21.604 | 13 394 |
| 9 | 14 725 | 7 444 | 25 975 | 12 444 | 25 873 | 13 956 |
| 10 | 16 575 | 8 040 | 29 075 | 13 040 | 30 158 | 14 440 |
| 12 | 20 800 | 9 006 | 35 800 | 14 006 | 39 423 | 15 313 |
| 14 | 25 200 | 9 771 | 42 700 | 14 771 | 49 459 | 16 086 |
| 16 | 32 032 | 10 400 | 51 419 | 15 400 | 59 759 | 16 775 |
| 18 | 40 000 | 11 556 | 61 166 | 16 556 | 70 955 | 18 200 |
| 20 | 50 400 | 12 524 | 71 405 | 17 524 | 82 427 | 19 740 |
| 22 | 60 975 | 13 364 | 81 870 | 18 364 | 94 593 | 21 380 |
| 24 | 72 075 | 14 100 | 92 614 | 19 100 | 107 475 | 22 848 |
| 26 | 83 175 | 15 185 | 103 759 | 20 185 | 120 588 | 24 185 |
| 28 | 94 800 | 16 860 | 115 054 | 21 860 | 138 840 | 25 405 |
| 30 | 106 600 | 17 013 | 128 600 | 22 013 | 156 145 | 26 533 |
| 32 | 120 832 | 17 800 | 142 808 | 22 800 | 179 412 | 27 575 |
| 34 | 136 200 | 18 847 | 157 231 | 23 847 | 200 970 | 28 965 |
| 36 | 154 000 | 19 802 | 174 856 | 24 802 | 224 542 | 30 422 |
| 38 | 171 975 | 20 684 | 192 827 | 25 684 | 250 476 | 31 946 |
| 40 | 190 475 | 21 500 | 211 158 | 26 500 | 280 479 | 33 379 |

portées par l'application du théorème de Barré sur les surcharges prévues par la circulaire ministérielle. Dans ce tableau on a supposé que la poutre portait la totalité d'un convoi ; on commencera donc par déterminer quelle est la charge qui revient sur chaque poutre longitudinale au droit de chaque essieu et si l'on désigne par P le poids d'un essieu on trouvera ainsi un coefficient $\alpha$ que l'on appliquera aux chiffres portés dans le tableau précédent.

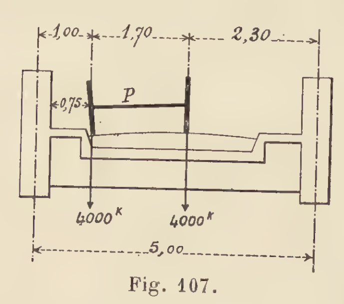


Fig. 107.

Prenons, par exemple, le cas représenté par la fig. 107 d'un pont composé d'une chaussée de 3 m. et de trottoirs de 0 m. 75 avec poutres de rive de 0 m. 50 de largeur et 20 m. de portée. Si l'on envisage l'hypothèse du passage des chariots de 16 tonnes, on voit que la poutre de rive de gauche la plus chargée supporte au droit de chaque essieu de poids P :

$$X = \frac{P}{2} \times \frac{2,30 + 2,30 + 1,70}{5,00} = 0,63 \text{ P}$$

Le tableau précédent donnera comme moment de flexion pour une portée de 20 mètres :

$$M = 0,63 \times 82.427 = 51.929 \text{ kgr.}$$

et comme effort tranchant :

$$T = 0,63 \times 19.740 = 12.436 \text{ kgr.}$$

188. Exemples de ponts. — Les quelques exemples de ponts que nous allons donner indiqueront toutes les dispositions que l'on peut employer pour la constitution du tablier.

a) *Pont dormant du fort de Bron.* — Ce pont, dont la fig. 108 donne la coupe transversale, a été construit suivant les plans de la maison Hennebique et sous la surveillance de l'autorité militaire de Lyon. Il franchit le fossé des fortifications d'une largeur de 30 mètres et à une hauteur variant de 4 m. 80 à 6 m. 20 mesurée au-dessous des poutres longitudinales. La fig. 109 donne les détails du tablier constitué, comme on le voit, par deux fortes poutres longitudinales de 1 m. de haut et 0 m. 30 de large, supportant le hourdis et des

solives transversales; la portée de chaque travée est de 10 m. d'axe en axe des piles, celles-ci étant formées de deux piliers de 30 × 30 entretoisés par des croisillons de 20 × 20. Les solives transversales sont espacées de 3 m. 33 d'axe en axe, de façon à obtenir un hourdis portant dans les deux sens, ce qui a permis d'avoir une épaisseur de 0 m. 12 seulement pour une surcharge de 6.000 kgr. Ce petit ouvrage a été exécuté en trois mois au prix de 9.000 fr. comprenant également les semelles de fondations et l'aménagement de la chaussée.

Coupe transversale.

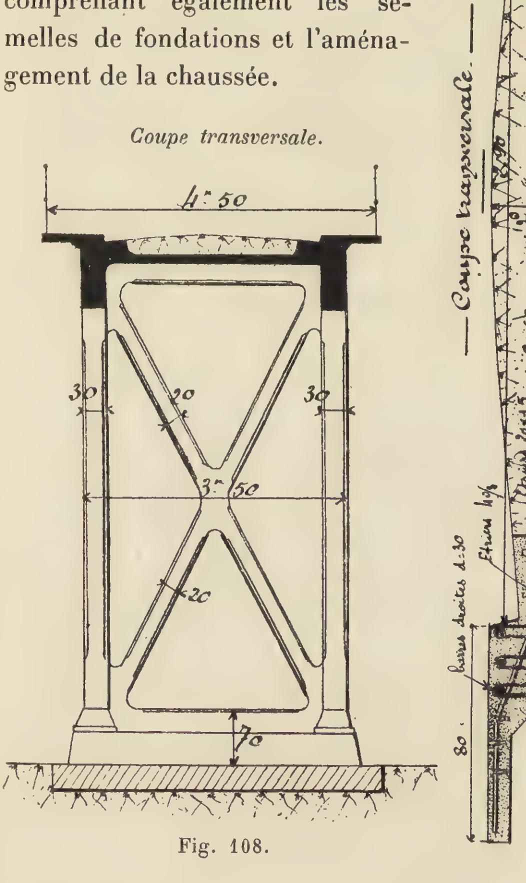



Fig. 108.

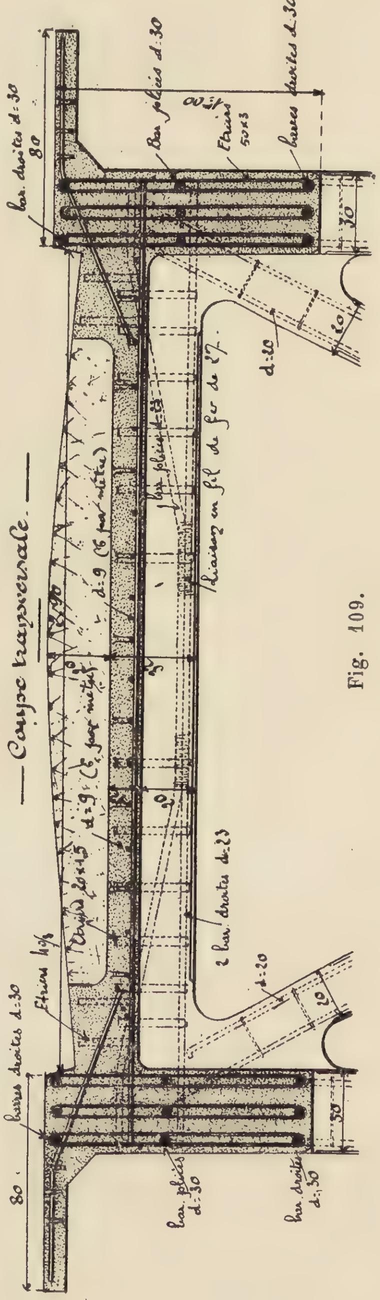




Fig. 110.

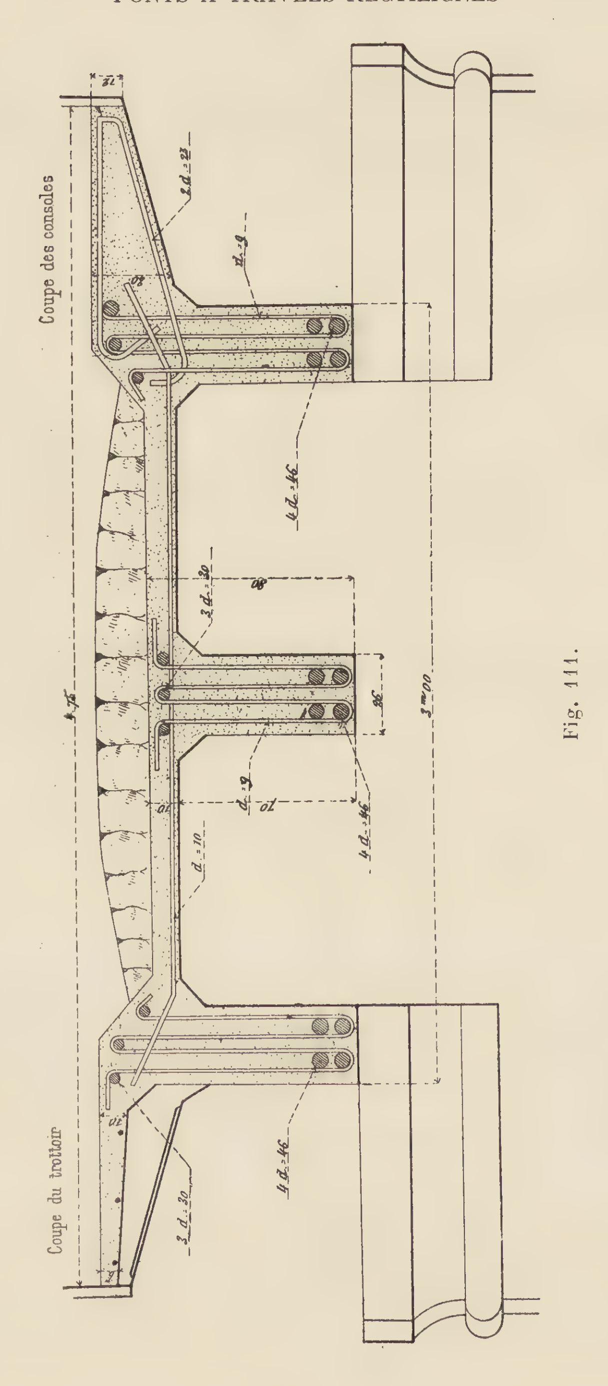



Fig. 111.

b) *Pont aux Moulins Troubat, à Plombières-les-Dijon.* — La photographie fig. 110 représente un pont de 20 m. 50 d'ouverture en deux travées et exécuté suivant les plans de la maison Coularou ; la pile intermédiaire a 1 m. d'épaisseur et le tablier est constitué par trois poutres longitudinalesde 0 m. 40 de large et 0 m. 50 de haut. Les trottoirs de 0 m. 75 de large sont en encorbellement et reposent sur des consoles placées tous les 2 m. environ ; il n'y a pas de solives transversales, mais seulement un hourdis supportant la chaussée empierrée.

c) *Pont sur la Bormida* (*Italie*). — La fig. 111 donne la coupe transversale d'un pont de 38 m. de long, divisé en trois travées principales de 12 m. et deux travées secondaires. Le tablier est constitué par 3 poutres longitudinales de 0 m. 26 × 0 m. 80 de section, supportant la chaussée de 4 m. 75 de largeur totale, les trottoirs étant soutenus par des consoles placées tous les mètres. L'armature des poutres varie suivant les travées : elle est constituée par des barres droites inférieures, des barres droites supérieures et des barres coudées repliées à la partie inférieure vers le milieu de la portée où les efforts de flexion sont maximum. Les piles en maçonnerie avaient été établies poùr la construction d'un pont en bois emporté en 1900 par une crue de la Bormida ; la réfection en béton armé a été exécutée suivant les plans de la maison Maciachini de Milan.

d) *Pont sur la Vesle à Cuissat* (*Marne*). — La photographie fig. 112 montre l'ensemble d'un petit pont construit par la maison Demay frères de Reims, pour le service des Ponts et Chaussées de la Marne. La fig. 113 en donne la coupe transversale, et ainsi qu'on le voit, étant donné le peu de hauteur dont on disposait pour le tablier, celui-ci a été constitué par un hourdis d'une épaisseur de 0 m. 47 pour une portée entre culées de 9 m. L'armature est composée, à la partie inférieure, de fers plats de 50 × 20 posés de champ et, à la partie supérieure, de fers carrés de 20 × 20, le tout réuni au moyen d'attaches en fer plat de 20 × 2 placées tous les 0 m. 25. Les parapets sont également en ciment armé et constitués par une cloison de 10 cm. d'épaisseur armée d'un fer plat de 50 × 20 placé à la partie supérieure (main courante) et d'un fer de même dimen-



Fig. 112.

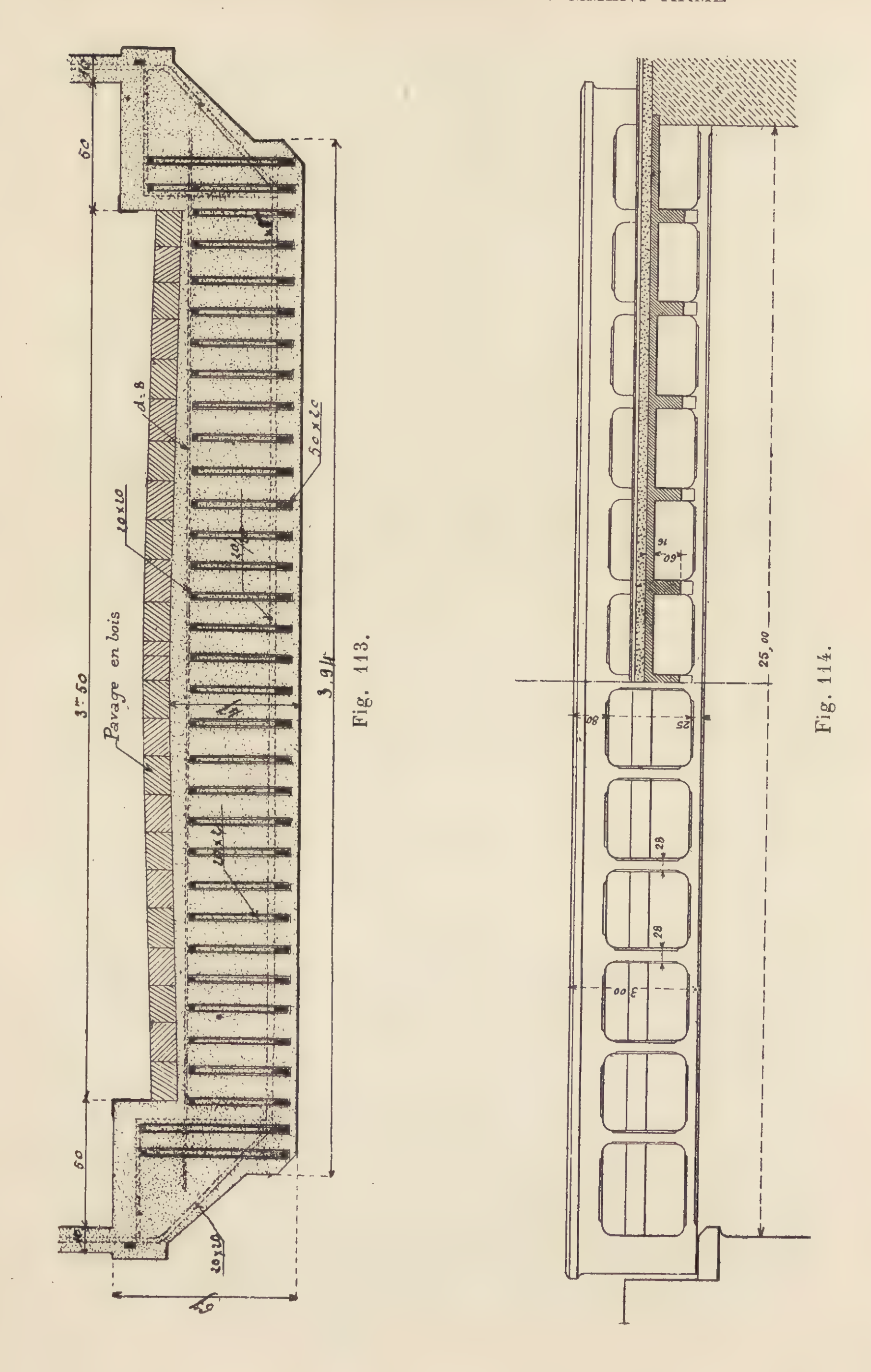



Fig. 113.

Fig. 114.

sion à la partie inférieure, le tout relié par des montants de 20 × 20 placés de chaque côté des évidements.

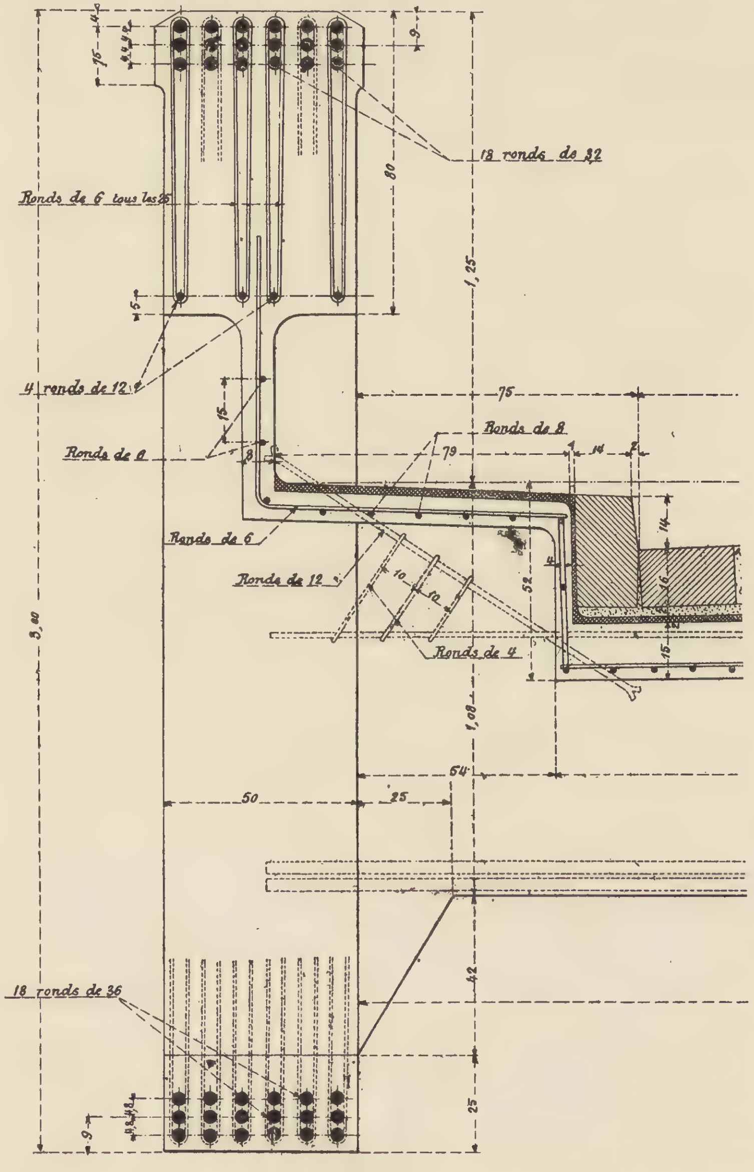



Fig. 115.

e) *Projet de pont de 25 m. d'ouverture libre.* — La fig. 114

montre l'élévation d'ensemble et la fig. 115 la coupe transversale de détails d'un projet de pont de 25 mètres d'ouverture à deux voies charretières extrait de l'ouvrage « Recueil de types de pont-routes en ciment armé » de MM. N. de Tédesco et V. Forestier (*Encyclopédie Lechalas*). Pour ces ouvrages de grande importance, il faut des hauteurs de poutres très grandes et on est forcé de constituer le tablier au moyen de deux fortes poutres de rive supportant les pièces de pont transversales et le hourdis ; ce système permet d'obtenir une épaisseur très réduite pour la chaussée, car la saillie des poutres peut être prise au-dessus des trottoirs ; on peut atteindre ainsi les plus grandes portées obtenues au moyen de travées métalliques et lorsque la hauteur des poutres au-dessus de la chaussée dépasse 4 mètres à 4 m. 50 on peut les entretoiser solidement de façon à obtenir une forme tubulaire offrant une très grande rigidité ; cependant l'inconvénient le plus grave pour les grandes portées est le poids mort du tablier qui augmente beaucoup plus rapidement dans les ouvrages en ciment armé que dans les ponts métalliques.

Plusieurs ouvrages ont été construits d'une façon analogue aux figures précédentes et on citera parmi ceux-ci :

Les ponts de Lorche de 20 mètres de portée et celui de Bamberg de 21 mètres de portée tous deux en Wurtemberg, celui de Pogerbach (Autriche) de 26 mètres de portée et celui de Samobor (Croatie) de 20 mètres de portée, construit au moyen de deux poutres de rive de 2m.60 de haut au milieu et 1 m. 90 aux appuis ; les pièces de pont sont distantes de 1 m. 538 et correspondent aux montants des poutres de rive. Enfin M. Gérard, entrepreneur à Tunis vient de construire un pont à trois travées de 30 mètres chacune d'ouverture avec poutres de rive ajourées; la largeur est de 4 m. 50, dont 3 mètres pour la chaussée et 0 m. 75 pour chacun des trottoirs.

La fig. 116 représente un projet présenté par la maison Maciachini pour la reconstruction d'un pont à Milan ; il s'agissait de franchir une travée principale de 21m.50 d'ouverture et deux travées latérales de 11m.60 ; la hauteur au-dessus du niveau des eaux étant très faible, il ne fallait pas songer à l'emploi des poutres longitudinales au-dessous du tablier et celui-ci a été constitué par une dalle de 12 cm. d'épaisseur reposant sur des poutres transversales prenant elles-

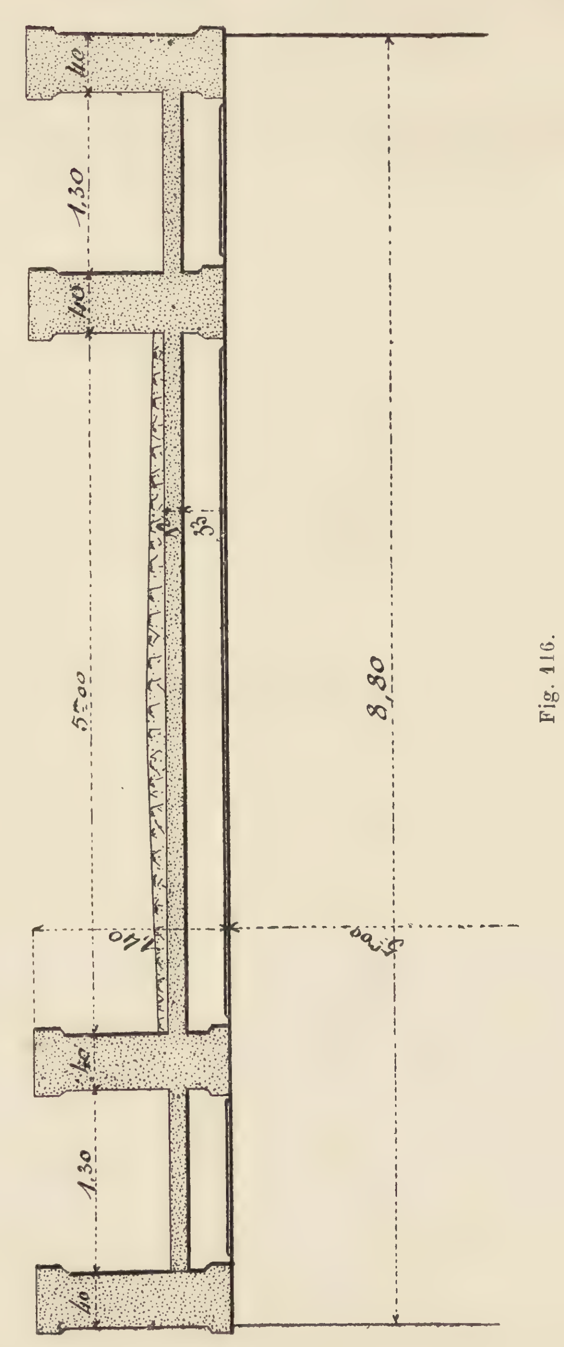



Fig. 116.



Fig. 117.

mêmes leur appui sur de grosses poutres de rive. Celles-ci, étant donné la grande portée de 21m.50 et la largeur de 8m.30, mesurent 0m.60 de large et 2 mètres de haut, la saillie au-dessus du trottoir étant de 1 mètre seulement ; le trottoir était ainsi encaissé entre deux poutres de rive qui le séparaient complètement de la chaussée.

f) *Pont-route de 18 m. de portée, à Gennevilliers.* — Enfin on citera un pont construit par M. Ed. Coignet, à Gennevilliers, dans l'usine à gaz (fig. 117) ; il mesure 18 mètres de portée entre culées et 11 mètres environ de largeur avec un biais de 20° environ. La chaussée a 8 mètres de large et elle est constituée par un empierrement dont l'épaisseur varie de 0m.17 à 0m.25, un hourdis de 0m.15 d'épaisseur et des poutres longitudinales de 0 m. 38 × 0 m. 65 au nombre de huit, dont deux extrêmes supportant les trottoirs et six intermédiaires pour la chaussée ; les trottoirs ont 1 m. 50 de large et sont formés d'un hourdis de 0 m. 09 d'épaisseur ; ce pont, réceptionné par le Service des Ponts et Chaussées de la Seine, a été calculé pour remplir les conditions imposées par la Circulaire Ministérielle du 29 août 1891, c'est-à-dire pour le passage des chariots de 16 tonnes traînés par 5 chevaux ; dans le sens transversal le tablier peut contenir 3 files de chariots.

## III. — TRAVÉES PARABOLIQUES

189. Description. — Lorsque la portée atteint des dimensions très élevées et que les culées ne permettent pas l'établissement d'un pont en arc, le problème peut être résolu au moyen de poutres de

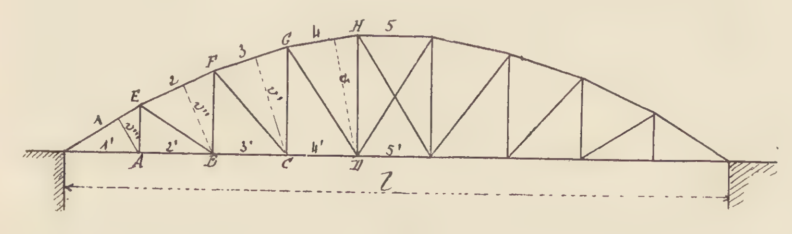



Fig. 118.

rives paraboliques dont le schéma est représenté par la fig. 118. Le tablier du pont est toujours constitué par une dalle reposant sur des

poutres transversales, celles-ci étant alors placées au droit des montants verticaux afin de former entretoise des poutres de rive. Cette méthode peut s'appliquer aux plus grandes portées et M. Considère a pu présenter un projet de pont pour chemin de fer d'intérêt local comprenant une travée de 100 mètres et deux travées de 60 mètres, franchies au moyen de poutres paraboliques.

190. Méthode de calcul. — Nous allons rappeler en quelques mots la méthode de calcul des poutres paraboliques :

a) *Membrure supérieure.* — La membrure supérieure doit résister aux efforts de compression ; son axe correspond généralement au polygone funiculaire de la charge fixe (poids propre de la chaussée et de la poutre). Pour déterminer la forme exacte de la membrure supérieure, il suffira donc de tracer le polygône des forces correspondant à chaque montant et de prendre comme distance polaire :

$$h = M = \frac{(p + p')l^2}{8f}$$

$p$ étant le poids propre par mètre courant de la partie du tablier supportée par la poutre de rive,

$p'$ le poids propre par mètre courant de la poutre,

$f$ la flèche de la membrure supérieure.

Fig. 119.

La fig. 119 donne le polygône funiculaire qui servira à déterminer les points E, F, G, H, de la figure précédente. Les rayons obliques $h_1$, $h_2$, $h_3$... du polygone des forces, mesurés à l'échelle, donnent les efforts dans les membrures supérieures correspondantes, dus à la charge fixe. Pour déterminer la valeur des efforts transmis par la charge mobile, il faut d'abord connaître les moments de flexion maximum produits au droit de chaque montant, ce que l'on déterminera par le théorème de Barré donné précédemment.

Soit $M_1$ le moment de flexion max. au droit du montant A
$M_2$ — — B
etc. . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . .

Si d'autre part on désigne par $v$ la distance du nœud D à la membrure 4, $v'$ la distance du nœud C à la membrure 3... les efforts produits par la charge mobile sur les membrures supérieures seront :

membrure 1 $E = \frac{M_1}{v'''}$

membrure 2 $E' = \frac{M_2}{v''}$

etc. . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . .

En tenant compte du poids propre et de la surcharge nous aurions donc comme efforts totaux :

membrure 1 $h_1 + \frac{M_1}{v'''}$

membrure 2 $h_2 + \frac{M_2}{v''}$

membrure 3 $h_3 + \frac{M_3}{v'}$

membrure 4 $h_4 + \frac{M_4}{v}$

membrure 5 $h + \frac{M}{f}$

b) *Membrure inférieure.* — La membrure inférieure est rectiligne et ne supporte que des efforts de traction de la part de la charge fixe et de la charge mobile ; la première produit sur chacune des membrures un effort constant égal à $h$ ; la deuxième produit des efforts égaux à :

membrure 1′ $\frac{M_1}{EA}$

membrure 2′ $\frac{M_2}{FB}$

etc. . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . .

On aura donc comme effort total :

membrure 1′ $h + \frac{M_1}{EA}$

membrure 2' $h + \frac{M_2}{FB}$

etc. . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . .

c) *Treillis inclinés.* — Les efforts produits dans les barres inclinées sont dus uniquement à la surcharge mobile ; pour les déterminer il faut d'abord connaître la valeur des efforts tranchants maxima produits au droit de chaque montant, ce que l'on fera en plaçant dans chacun de ces cas la charge mobile dans sa position la plus défavorable. Si T par exemple est l'effort tranchant en B, l'effort de traction sollicitant le treillis aboutissant en B sera donné par :

$$E_2 = \frac{Td}{s}$$

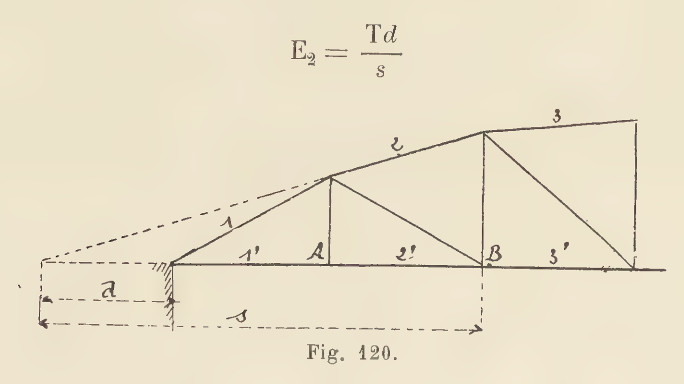



Fig. 120.

$s$ étant la distance du point B à l'intersection de la membrure 2 et de l'horizontale AB,
et $d$ étant la distance de cette même intersection à la naissance de l'arc parabolique.

d) *Montants verticaux.* — Les montants verticaux servent à répartir la charge uniformément répartie sur la membrure supérieure ; ils doivent donc être considérés comme des piliers attachés à la membrure supérieure et supportant des efforts de traction égaux au poids d'une membrure.

191. Exemples. — La photographie fig. 121 montre une disposition heureuse de poutre parabolique à montants verticaux adoptée pour la construction d'un pont sur la Larg, à Brüneighofen ; le pont est biais et a une portée de 17 mètres entre culées ; celles-ci ont été constituées au moyen de pieux et palplanches en béton armé.



Fig. 121.

Tout dernièrement il a été exécuté en Tunisie sur l'Oued-Béjà par la maison Hennebique un pont de 40 mètres franchis en une seule travée au moyen de poutres paraboliques; la largeur du pont est de 4 m. 50 dont 3 mètres pour la chaussée et 0 m. 75 pour chaque trottoir; cet ouvrage est le plus important construit en poutres droites en ciment armé.

### IV. — PONTS POUR CHEMINS DE FER

192. Emploi du ciment armé pour les ponts de chemins de fer. — Nous venons de donner un aperçu du rôle que le ciment armé jouait actuellement dans la construction des ponts pour routes et les quelques exemples de différents types que nous avons cités parmi le grand nombre d'ouvrages exécutés ont prouvé que, grâce à son économie et à sa grande facilité d'exécution, le ciment armé tend à se substituer aux travées métalliques. Les ponts de chemin de fer sont moins nombreux et jusqu'à présent le ciment armé n'a été appliqué que pour les faibles portées et encore à l'intérieur des gares ou dans des voies de raccordement n'ayant qu'une importance secondaire. Est-ce à dire que le ciment armé ne présente pas les mêmes avantages lorsqu'il s'agit d'ouvrages supportant les voies ferrées? Nous ne le croyons pas et certainement les grandes compagnies suivent avec intérêt les expériences qui sont faites en Suisse, en Allemagne et en France depuis plusieurs années et attendent que ce matériau ait fait ses preuves au sujet de la durée et de sa résistance aux trépidations. On connaît en effet les nombreuses difficultés rencontrées par les constructeurs pour faire adopter, soit une nouvelle méthode de calcul, soit un nouveau matériau par les administrations; en raison de la lourde charge de responsabilité qui pèse sur les ingénieurs de ces services, l'on ne saurait blâmer le luxe de précautions dont ils s'entourent pour assurer la sécurité publique.

D'ailleurs les compagnies de chemins de fer admettent couramment aujourd'hui le ciment armé pour les passages supérieurs, passerelles pour piétons ou ponts supportant des voies charretières ordinaires. En ce qui concerne les passages inférieurs, le ciment armé est encore à sa période d'essai et dans l'avenir ce sera là, croyons-

nous, une de ses plus importantes applications. M. Elskes, ingénieur en chef adjoint des chemins de fer fédéraux suisses, a été un des premiers à proposer l'emploi du béton armé pour les passages inférieurs de faible portée, puisqu'en 1892 il avait déjà commencé l'exécution d'une série de ces petits ouvrages qu'il a toujours continuée depuis. Dans une étude qu'il a publiée récemment, il en signale les nombreux avantages, mais il se montre sceptique à l'égard des grandes travées rectilignes, comme l'indique sa conclusion suivante : « Les avantages de ces ponceaux surtout comme passages inférieurs sont : étanchéité, masse et défaut de sonorité, au moins comme pour les ponts en maçonnerie, déformations insignifiantes et déplacements nuls, possibilité de ballaster et dans les gares de déplacer les voies à volonté, enfin frais d'entretien à peu près nuls. En revanche et c'est ce qui empêchera, pensons-nous, le béton armé de gagner au delà des petites portées de 5 à 6 mètres tout au plus, en revanche le prix s'élève rapidement avec l'ouverture de l'ouvrage et l'épaisseur du tablier devient si encombrante que les applications rationnelles ne sont plus possibles, si l'on ne dispose pas de 0 m. 60 de hauteur au moins, du dessous des poutres au-dessous des rails ».

C'est là en effet le véritable obstacle que le béton armé aura à franchir pour conserver son précieux avantage résidant dans l'économie ; il est vrai qu'il est bon de faire remarquer que la critique précédente date de plusieurs années et depuis il a été fait des progrès considérables dans l'application du béton armé. C'est ainsi que l'on citera plus loin un pont de 16 mètres de portée construit à Gennevilliers qui a réalisé à la fois l'avantage d'être économique et peu encombrant.

193. Dispositions générales du tablier. — La disposition du tablier ne diffère pas des types que nous avons décrits pour les ponts-routes ; la surcharge seule se présente d'une façon différente et il convient d'adopter autant que possible les dispositions suivantes pour faciliter la transmission des efforts :

1° Dans le cas de très faibles portées, où l'on emploiera une simple dalle reposant sur les culées, il est nécessaire de donner au ballast

le plus de hauteur possible afin de transmettre les charges sur une surface assez étendue.

2° Pour des portées dépassant 3 à 4 mètres, on emploiera des poutres longitudinales, reliées à leur partie supérieure par un platelage ; dans ce cas il est préférable de donner aux poutres l'écartement même des rails, de façon à faire supporter la totalité des charges roulantes par les poutres. Le hourdis entre poutres sera néanmoins assez fort pour résister aux vibrations et aux efforts transmis par les traverses et le ballast ; on ne doit pas perdre de vue en outre que le hourdis forme la partie comprimée de la poutre et qu'il contribue ainsi dans une large mesure à la résistance de celle-ci.

3° Enfin dans le cas de grandes portées, le tablier sera formé d'un hourdis formant platelage, de pièces de pont transversales et de deux poutres de rive longitudinales dont la saillie sera prise au-dessus du tablier. Dans ce cas l'écartement des pièces de pont pourra varier de 1 m. 50 à 2 m. 50.

194. Surcharges roulantes. — La Circulaire Ministérielle du 29 août 1891, réglementant les conditions d'établissement des tabliers métalliques, contient les renseignements suivants pouvant s'appliquer aux ouvrages en béton armé :

« Les ponts qui portent des voies ferrées de largeur normale devront être en état de livrer passage aux trains autorisés à circuler sur le réseau auquel ils appartiennent et en outre au train type défini ci-après : le train type se compose de deux machines à 4 essieux, de leurs tenders et de wagons chargés ; les poids et dimensions des machines, tenders et wagons chargés sont donnés par le tableau ci-après :

| DÉSIGNATION | MACHINE | TENDER | WAGON CHARGÉ |
|---|---|---|---|
| Nombre d'essieux | 4 | 2 | 2 |
| Charge par essieux | 14000 | 12000 | 8000 |
| Distance du tampon au 1er essieu | 2,60 | 2,00 | 1,50 |
| Écartement des essieux entre eux | 1,20 | 2,50 | 3,00 |
| Poids total | 56000 | 24000 | 16000 |
| Longueur totale | 8,80 | 6,50 | 6,00 |
| Distance du tampon arrière au dernier essieu | 2,60 | 2,00 | 1,50 |

« Les machines et leurs tenders seront placées toutes deux en tête du train. L'ensemble du train sera supposé occuper successivement différentes positions le long de la portée et ces positions seront choisies de manière à réaliser en chaque point les plus grands efforts tranchants et fléchissants que le passage du train type puisse déterminer. Les épreuves par poids roulant seront au nombre de deux ; elles seront faites au moyen des mêmes trains que l'on fera circuler sur le pont, d'abord à la vitesse de 20 km. à l'heure, puis à celle de 40 km. à l'heure. »

Telles sont les grandes lignes de l'arrêté ministériel fixant en France les épreuves des ponts métalliques et que l'on peut adopter également pour le béton armé, sauf indication contraire du cahier des charges. Il faut remarquer cependant que depuis 1891 les progrés réalisés par les chemins de fer ont été considérables et le poids du train type a été dépassé dans des proportions assez étendues pour qu'il soit utile d'en tenir compte dans les calculs de résistance. Ainsi le train type indique un poids total de 56.000 kgr. relatif à la locomotive, alors que certaines machines nouvellement construites dépassent 80.000 kgr. ; par contre ce poids a été réparti sur un plus grand nombre d'essieux et sur une plus grande longueur, mais il convient d'en tenir compte quand même.

Nous donnerons ci-après une liste des plus puissantes machines en service dans le monde entier, machines ayant figuré à l'Exposition Universelle de 1900 et représentant à ce moment le type le plus puissant exploité par la Compagnie qui l'exposait.

Pour les ponts supportant des voies ferrées étroites les prescriptions relatives aux ponts pour chemins de fer à voie normale sont applicables, lorsque la largeur ne sera pas inférieure à 1 m. sauf les modifications suivantes : Le poids par essieu des machines du train type sera réduit à $10000 \times l$ kgr., $l$ étant la largeur de la voie entre les bords intérieurs des rails. Les dimensions des machines et les poids et dimensions des wagons seront les mêmes que pour la voie normale et les tenders seront supposés avoir les mêmes poids et les mêmes dimensions que les wagons chargés.

195. Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants

**Poids des locomotives et de leurs tenders en service dans le monde entier.**

| DÉSIGNATION DES COMPAGNIES | | Locomotive | | | Tender | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Poids | Nombre d'essieux | Longueur | Poids | Nombre d'essieux | Longueur |
| | | kgr. | | | kgr. | | |
| Trains internationaux | | 80 600 | 7 | 14m095 | 58 900 | 5 | 9m85 |
| Nord | France | 64 000 | 5 | 8 702 | 45 500 | 4 | 7 703 |
| Est | France | 58 000 | 4 | 9 932 | 44 326 | 3 | 7 343 |
| Paris-Orléans | France | 55 000 | 4 | 9 81 | 37 500 | 3 | 7 20 |
| Midi | France | 54 000 | 4 | 10 335 | 35 600 | 3 | 6 095 |
| P. L. M. | France | 53 200 | 4 | 10 24 | 20 300 | 2 | 6 40 |
| Ouest | France | 58 900 | 4 | 9 84 | » | » | » |
| État | France | 63 000 | 5 | 11 20 | 35 600 | 4 | 8 08 |
| Nord Eastern (Angleterre) | | 64 600 | 4 | 9 80 | 39 900 | 3 | 8 60 |
| État Belge (Belgique) | | 61 900 | 5 | 11 25 | » | » | » |
| Méridional Adriatic (Italie) | | 66 500 | 5 | 10 90 | 29 000 | 3 | 6 80 |
| Palatinat (Allemagne) | | 68 000 | 6 | 11 80 | 45 500 | 4 | 6 20 |

DUS AU PASSAGE DU TRAIN TYPE. — Nous appliquerons encore le théorème précédemment cité de Barré relativement à la position la plus défavorable d'un système de poids roulant se déplaçant sur une poutre.

Afin de simplifier les calculs nous avons donné dans le tableau ci-après les valeurs calculées des moments fléchissants et efforts tranchants les plus élevés qui peuvent se produire sur une portée déterminée. Le même tableau indique également le nombre de roues qu'il faut placer sur la poutre pour obtenir les positions les plus défavorables, ainsi que le numéro de la roue au droit de laquelle le moment maximum est mesuré et sa distance à droite ou à gauche du milieu de la portée. Ce tableau permettra donc de placer immédiatement la surcharge roulante dans sa position la plus défavorable pour une portée déterminée. On a supposé que chaque rail était porté par une poutre longitudinale.

196. EXEMPLES DE PONTS DE CHEMINS DE FER. — a) *Ponts et viaducs de Gennevilliers*. — La Société d'éclairage, chauffage et force motrice

**Calcul des moments fléchissants et des réactions sur les appuis produits par les charges roulantes sur une poutre de pont de chemin de fer (voie normale).**

(La poutre est supposée portant la moitié d'un convoi)

| Portée | Charge uniforme correspondant à la charge mobile. | Nombre de roues produisant le moment. | Numéro de la roue correspondant au moment fléchissant maximum et distance de cette roue à droite ou à gauche de l'axe de la travée. | | | Moment fléchissant maximum sur une poutre. | Réaction maxima sur les appuis. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5 | 7 168 | 4 | 2e roue | 0m300 | gauche | 18 704 | 17 920 |
| 6 | 6 533 | 4 | 2 — | 0 300 | » | 25 620 | 19 600 |
| 7 | 5 943 | 4 | 2 — | 0 300 | » | 32 560 | 20 800 |
| 8 | 5 425 | 4 | 2 — | 0 300 | » | 39 515 | 21 700 |
| 9 | 5 096 | 4 | 2 — | 0 300 | » | 46 480 | 22 933 |
| 10 | 4 808 | 4 | 2 — | 0 300 | » | 53 452 | 24 040 |
| 11 | 4 565 | 4 | 2 — | 0 300 | » | 60 429 | 25 109 |
| 12 | 4 392 | 5 | 3 — | 0 2647 | » | 67 998 | 26 350 |
| 13 | 4 215 | 5 | 3 — | 0 2647 | » | 76 483 | 27 400 |
| 14 | 4 043 | 6 | 5 — | 0 300 | » | 85 057 | 28 300 |
| 15 | 3 877 | 6 | 5 — | 0 300 | » | 95 040 | 29 080 |
| 16 | 3 759 | 6 | 5 — | 0 300 | » | 105 025 | 30 070 |
| 17 | 3 678 | 7 | 5 — | 0 2804 | droite | 115 612 | 31 270 |
| 18 | 3 628 | 7 | 5 — | 0 2804 | » | 127 100 | 32 650 |
| 19 | 3 597 | 8 | 5 — | 0 300 | gauche | 138 646 | 34 179 |
| 20 | 3 587 | 8 | 5 — | 0 300 | » | 151 634 | 35 870 |
| 21 | 3 561 | 8 | 5 — | 0 300 | » | 164 622 | 37 400 |
| 22 | 3 526 | 8 | 5 — | 0 300 | » | 177 613 | 38 791 |
| 23 | 3 490 | 8 | 5 — | 0 800 | » | 190 603 | 40 060 |
| 24 | 3 452 | 8 | 5 — | 0 300 | » | 203 595 | 41 433 |
| 25 | 3 418 | 8 | 5 — | 0 300 | » | 216 587 | 42 736 |
| 26 | 3 379 | 9 | 5 — | 0 500 | » | 230 319 | 43 938 |
| 27 | 3 348 | 10 | 5 — | 1 195 | droite | 245 895 | 45 200 |

a construit à Gennevilliers près Paris une importante usine où le ciment armé a été employé dans la construction des bâtiments industriels, ponts, viaducs, silos, réservoirs, estacades, etc. Les ouvrages supportant les voies ferrées de largeur normale ont tous été étudiés et exécutés par la maison Ed. Coignet et ils comprennent :

1° un pont de 16 mètres d'ouverture sur le chemin de péage ;

2° trois viaducs reliant les ateliers de distillation à la station de chemin de fer du Nord et à l'estacade sur la Seine ;

3° un pont biais de 6 m. 60 d'ouverture.

Nous donnerons une description sommaire du pont de 16 mètres et des viaducs :



Fig. 122.

Le pont de 16 mètres sur le chemin de péage repose sur deux culées en maçonnerie et mesure 7m.70 de largeur utile, main courante en dehors (fig. 122). Le tablier se compose :

1° d'un hourdis de 0m.120 d'épaisseur vers le milieu et 0m.135 d'épaisseur vers les trottoirs, armé de 8 ronds de 10 mm. par mètre dans le sens longitudinal et de 7 ronds de 8 mm. dans le sens transversal ;

2° de pièces de pont espacées de 3m.236 d'axe en axe mesurant 0,18 × 0,58 de section, armées de 2 ronds de 34 mm. à la partie inférieure et de 2 ronds de 16 à la partie supérieure, ces deux armatures étant reliées par des attaches de 6 mm. de diamètre ;

3° de quatre poutres longitudinales placées au droit de chaque rail et mesurant 0m.26 × 0m.68 de section, armées chacune de 6 ronds de 43 mm. à la partie inférieure et de 3 ronds de 28 mm. à la partie supérieure ;

4° de deux poutres longitudinales de rive de 0m.35 × 1 m. 10 de section, armées chacune de 8 ronds de 42 mm. à la partie inférieure et 4 ronds de 50 mm. plus 2 ronds de 28 mm. à la partie supérieure.

5° Des trottoirs en porte-à-faux, constitués par un hourdis de 0 m. 10 d'épaisseur armé de 7 ronds de 8 mm. par mètre, et renforcé par de petites consoles servant en même temps au scellement des montants du garde-corps métallique.

6° Une semelle générale de 0 m. 30 d'épaisseur répartit uniformément la charge transmise par les poutres sur un mur en béton de 1 mètre d'épaisseur.

La fig. 123 montre d'ailleurs la coupe transversale de cet ouvrage, le plus important des travées droites sous voies ferrées de largeur normale. On remarquera que les voies ont été posées sur des longrines en bois scellées directement sur le tablier en ciment armé et cela afin d'augmenter de 0 m. 20 l'épaisseur totale dont on disposait pour le tablier. Pour le calcul de cet ouvrage, il a été supposé que les pièces de pont transmettaient par l'intermédiaire du hourdis, le poids propre du tablier sur les poutres de rive alors que les poutres sous rails n'avaient à supporter que les charges roulantes. Toutes ces dispositions ont permis de ne pas dépasser la hauteur totale de 0 m. 81 pour les poutres du tablier sous la voie, l'encombrement

total du pont, y compris l'épaisseur des rails, des longrines et du tablier, étant ainsi de 1 m. 10 soit 1/15 de la portée, ce qu'il était impossible d'obtenir par un tablier métallique. Le peu de hauteur dont on disposait pour la construction du tablier a augmenté considérablement le prix de revient du tablier qui a été de 135 fr. environ, compris les chapes en ciment, l'écoulement des eaux, le scellement du parapet et des longrines ainsi que tous les travaux de cintrage qui ont été assez importants étant donné les dispositions à prendre pour assurer la circulation des voitures pendant les travaux.

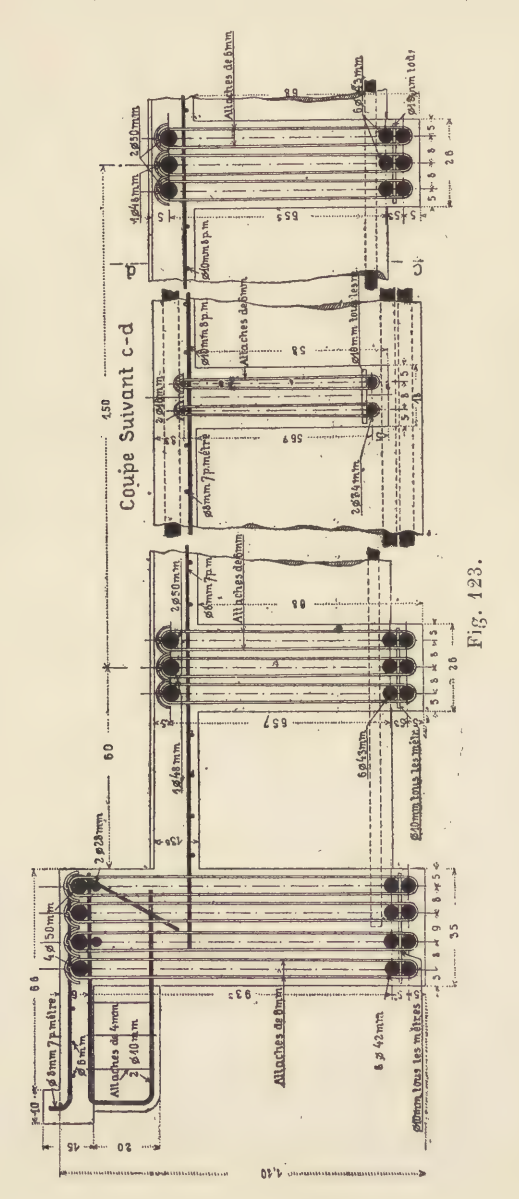



Fig. 123.

La photographie fig. 124 montre l'aspect de l'un des trois viaducs construits dans la même usine. Le tablier comprend :

1° Un hourdis de 0 m. 21 d'épaisseur vers le milieu du viaduc et 0 m. 245 vers les trottoirs ; son armature se compose à la partie inférieure de 10 ronds de 12 mm. par mètre dans le sens transversal et de 7 ronds de 8 mm. dans le sens longitudinal et à la partie supérieure de 3 ronds de 12 mm. reliés aux

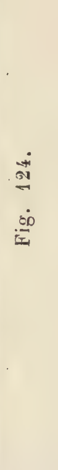


Fig. 124.

barres du bas par des étriers de 4 mm. Les croisements des voies étant nombreux, il a été impossible de disposer les poutres au droit de chaque rail et on a dû calculer le hourdis en prenant la position la plus défavorable que peut occuper la locomotive; il a été prévu ensuite le même hourdis pour les trois viaducs en raison des dispositions des voies pouvant être ultérieurement changées.

2° De poutres longitudinales supportant le hourdis et distantes de 3 m. 30 d'axe en axe; leur équarrissage est de 0 m. 24 × 0 m. 56 et l'armature varie suivant la position des rails et suivant les charges que la poutre a à supporter.

3° D'un trottoir constitué par une poutre de rive de 0 m. 31 × 0 m. 60 armée de 3 barres inférieures de 18 mm. et de 3 barres supérieures de 14 mm. supportant un hourdis en encorbellement et reposant ellemême par l'intermédiaire d'une console sur des poteaux en ciment armé. Le hourdis a 0 m. 10 d'épaisseur avec une armature composée de 7 ronds de 8 mm. et de 5 ronds de 6mm. par mètre, et la console de 0 m. 95 de hauteur totale est armée de 3 ronds de 22 mm. épousant la forme extérieure de la console et prenant ancrage dans le hourdis.

4° De poteaux de 0 m. 40 × 0 m. 40 placés tous les 3 m. 30 dans le sens transversal et tous les 5 mètres dans le sens longitudinal.

Le prix de revient des viaducs varie de 45 à 60 fr. le mètre carré suivant la largeur du tablier et le nombre de supports, ce prix comprenant le tablier, chapes et enduits, piliers et semelles.

Les surcharges prévues pour les ponts et viaducs cités plus haut sont données par la circulation ou le stationnement sur les voies, de trains composés de :

1° Wagons, type 20 tonnes, de 3 mètres d'écartement entre essieux et 7 m. 46 de longueur, pesant 11 tonnes et portant 20 tonnes de minerais, soit un total de 31 tonnes.

2° Wagons, type 40 tonnes, de 7 m. 70 d'écartement entre axes des boggies avec 1 m. 80 d'écartement des essieux d'un boggie et 12 m. 26 de longueur totale, pesant 18 tonnes et contenant 40 tonnes de charbon, soit un total de 58 tonnes.

3° Locomotives de 3 m. 86 d'empattement sur 4 essieux, longueur totale 9 m. 75, poids total, 50 tonnes.

4° Les trottoirs seront chargés à raison de 600 kgr. par mètre carré.

b) *Pont sur la ligne Jura-Simplon.* — Plusieurs ponts de chemin de fer ont été construits, par la maison Hennebique, sur la ligne Jura-Simplon en Suisse et comparés par les soins de M. Elskes, ingénieur de cette Compagnie avec d'autres systèmes que nous allons décrire. Le premier essai qui fut fait date de 1894 ; on construisit à cette époque une dalle de 2 mètres de largeur portant une voie de garage à la station de Wiggen. Plus tard, en 1897, un essai un peu plus hardi fut tenté à Saint-Maurice (ligne du Simplon) sur un chemin public ; la dalle avait ici : 2 m. 63 d'ouverture droite et 3 m. 50 suivant le biais, le prix de revient a été de 78 fr. le mètre carré. Enfin un essai plus intéressant fut fait encore en 1897 à Rolle (ligne de

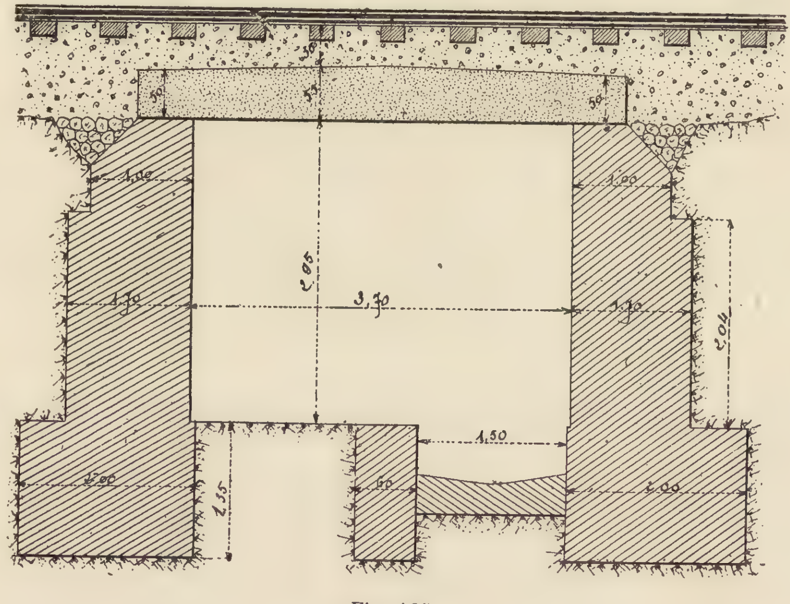



Fig. 125.

Lausanne à Genève) pour un pont biais de 3 m. 89 d'ouverture droite et incliné à 65° ; le tablier était constitué par une dalle de 16 cm. d'épaisseur reposant sur des poutres longitudinales de 0 m. 50 de large et 0 m. 55 de hauteur, placées tous les 1 m. 40 ; l'armature de

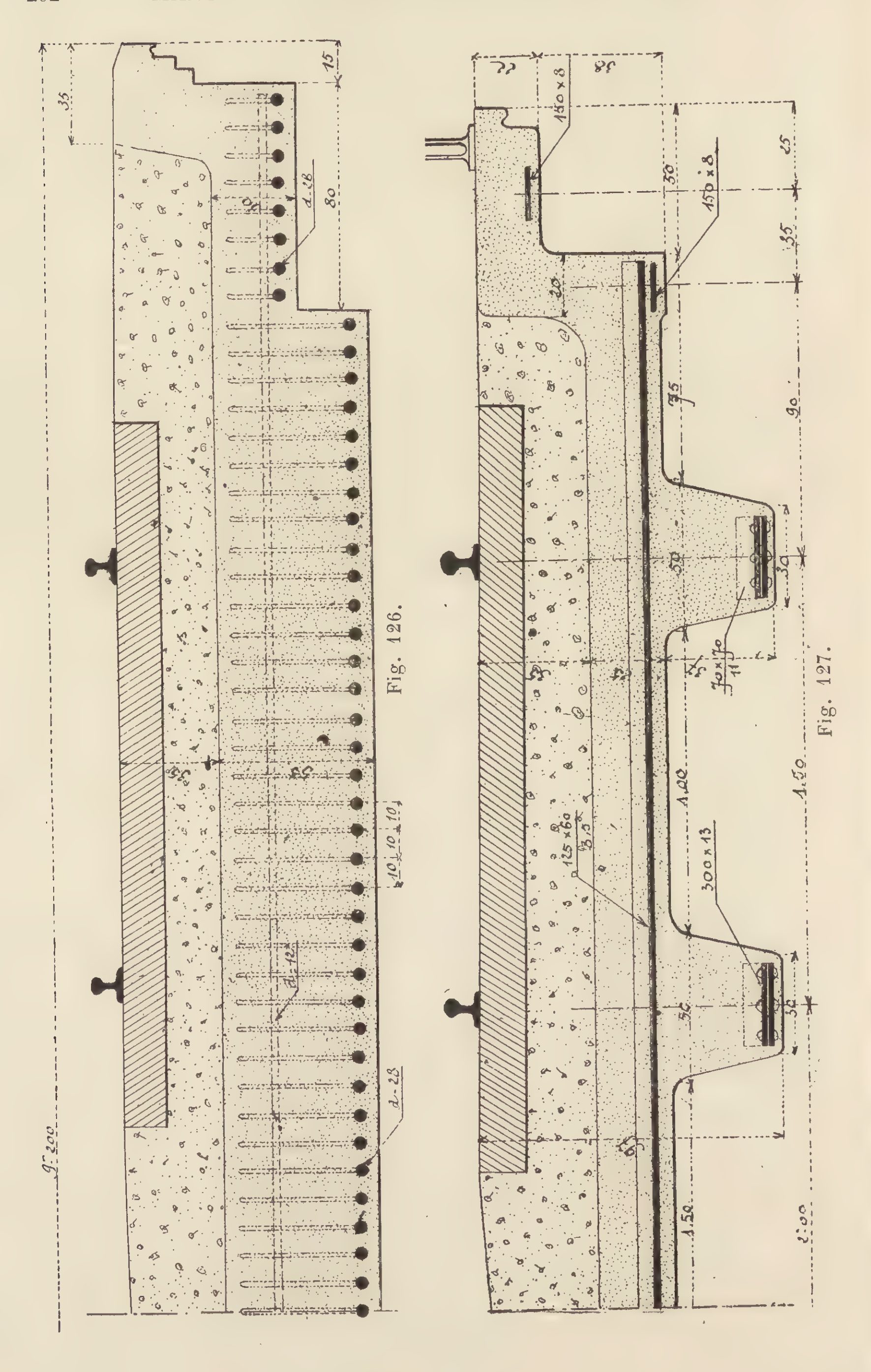


Fig. 126.

Fig. 127.

la dalle était formée de barres de 22 mm., distantes de 0 m. 166 d'axe en axe et celle de la poutre de 6 barres de 38 mm. avec étriers de 50 × 4. Le tablier exécuté par M. Ferrari, de Lausanne, a coûté 125 fr. le mètre carré. Cet essai fut le point de départ d'un grand nombre d'ouvrages construits sur la même ligne, mais pour des portées ne dépassant pas 5 m.

Toujours sur la même ligne fut construit le pont système de Vallière dont la fig. 125 donne la coupe d'ensemble et la fig. 126 le détail de la dalle formant le tablier ; la portée libre est de 3 m. 70 et l'épaisseur est 0 m. 55, l'armature étant composée de barres de 28 mm. placées tous les 10 cm. à la partie inférieure de la dalle. Vers le tiers de la hauteur à partir de la face supérieure, on a placé également des barres de 12 mm. tous les 20 cm. qui ont pour but d'assurer la répartition des charges et d'armer la partie supérieure de la dalle. Les barres longitudinales et la partie comprimée sont réunies au moyen de ligatures inclinées. Le dessous des rails est placé à 0 m. 35 au-dessus de la dalle et l'intervalle est occupé par les traverses et le ballast ; le prix de revient a été de 72 fr. le mètre carré.

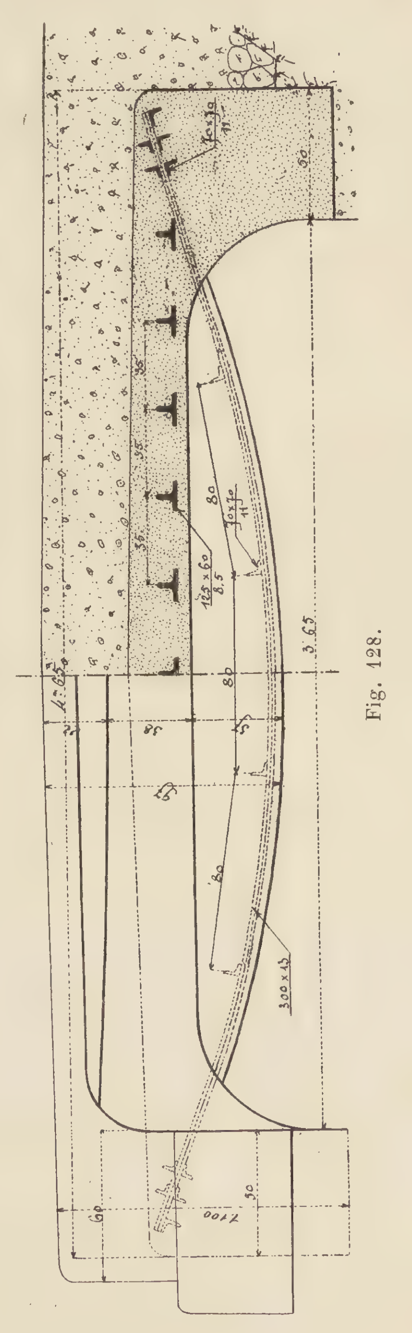


Fig. 128.

Enfin les fig. 127 et 128 donnent les détails d'un ponceau cons-

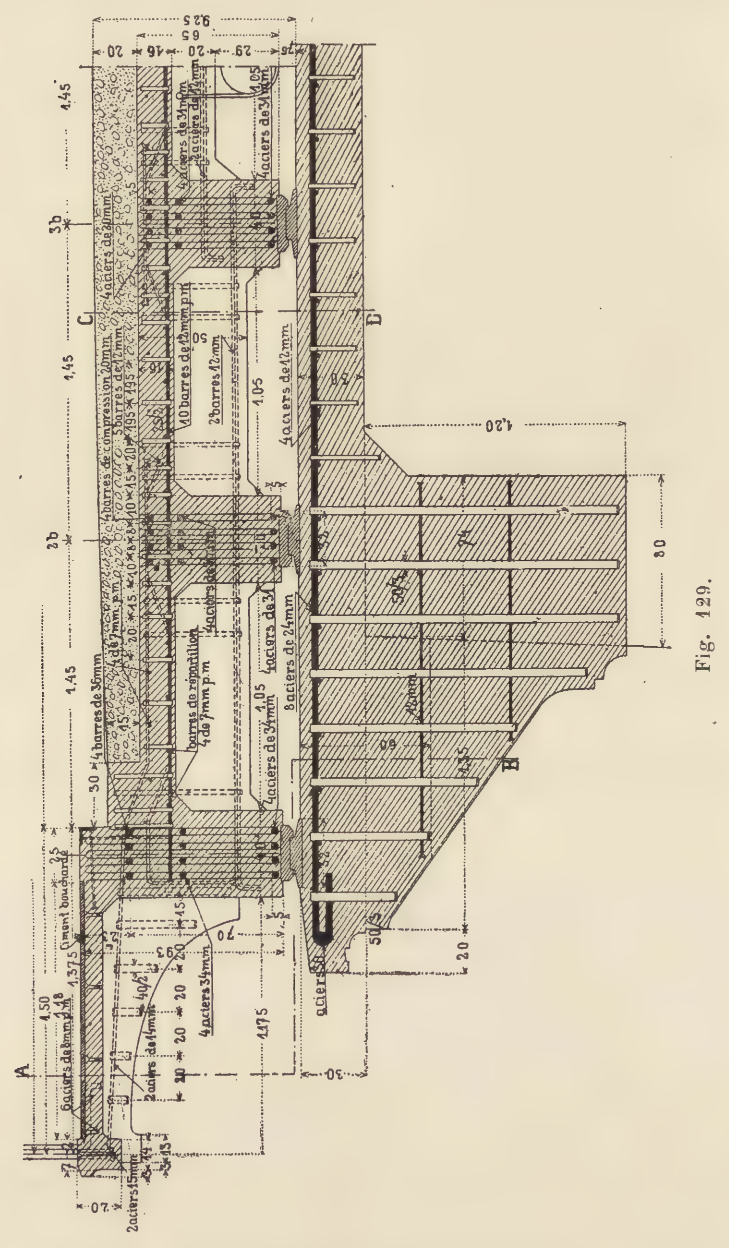


Fig. 129.

truit sur la ligne de Berne à Freiburg d'après le système Mœller;

les solives transversales ont ici la forme de segments renversés et l'armature est constituée par des fers plats de 300 × 13 encastrés à leurs extrémités sur des cornières longitudinales noyées dans les culées. La dalle mesure 25 cm. d'épaisseur et elle est armée de cornières doubles de 125 × 60 × 8,5 ; le prix de revient a été de 96 fr. pour une portée libre de 3 m. 65.

*Passages supérieurs.* — Les passages supérieurs, ponts et passerelles ne diffèrent pas des types de ponts-routes que nous avons donnés précédemment. Nous n'y reviendrons donc que pour signaler une disposition ingénieuse qui a été appliquée à la gare de Lausanne sur la ligne des chemins de fer fédéraux. La fig. 129 donne la coupe transversale au droit d'une pile de cet ouvrage qui est situé à la sortie de la gare de Lausanne et qui franchit la double voie de Lausanne-Brigue, celle de Berne-Lausanne et une double voie de garage ; il a remplacé un pont métallique qui mesurait 5 mètres de largeur, alors que le nouveau tablier qu'il s'agissait de construire devait avoir 10 mètres dont 1 m. 50 pour chaque trottoir ; d'autre part le pont étant biais et les piles étant placées dans un espace déjà très enserré, on a décidé de ne pas les modifier et d'obtenir la largeur nécessaire pour le tablier au moyen d'un double encorbellement. De fortes consoles ont donc été placées à la tête de chaque pile et elles supportent une poutre de rive sur laquelle le trottoir est lui-même en encorbellement au moyen de consoles placées tous les 2 mètres environ.

L'ouvrage compte 3 travées de 9 m. 70 à 10 m. 20 d'axe en axe ; il est biais et comporte en même temps une forte pente, de 0 m. 085 par mètre.

## V. — PILES DE GRANDE HAUTEUR

197. Pression du vent. — Lorsqu'il s'agit de piles ordinaires de ponts-routes ou de ponts de chemins de fer, la hauteur est généralement peu élevée et le poids propre de la chaussée suffit presque toujours pour résister à la pression du vent, même lorsqu'il souffle en tempête.

Les piles travaillent alors en compression seulement et sont cal-

culées de façon à répartir la charge sur le sol de fondation. Mais dans les viaducs par exemple, où l'on peut être conduit à avoir des piles d'une hauteur de 30 à 40 mètres, la pression du vent ne peut plus être négligée car elle produit des efforts de tension dont il faut tenir compte. Cette pression peut être évaluée à :

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Vent modéré . | 0 kgr. 700 | à | 1 kgr. | par mètre carré |
| Vent frais . . | 2 kgr. 700 | à | 3 kgr. | — |
| Vent fort . . | 6 kgr. | à | 8 kgr. | — |
| Vent violent . | 27 kgr. | à | 40 kgr. | — |
| Tempête . . | 110 kgr. | à | 150 kgr. | — |
| Ouragan . . | 200 kgr. | à | 270 kgr. | — |

D'autre part la Circulaire ministérielle, relative à l'établissement de ponts métalliques supportant les voies ferrées, dit à ce sujet : « On admettra que la pression du vent par mètre carré de surface verticale peut s'élever à 270 kgr. mais que le passage des trains est interrompu lorsqu'elle atteint 170 kgr. On supposera en outre que cette pression s'exerce sur la surface nette, déduction faite des vides, de chacune des maîtresses poutres, qu'elle agit intégralement sur l'une d'elles et que sur la suivante elle est diminuée d'une fraction de sa valeur égale au rapport de la surface nette de la première à la surface limitée par son contour ; enfin que l'effort du vent en arrière de ces 2 poutres est négligeable ; pour les piles métalliques, on supposera que la pression s'exerce intégralement sur la surface nette de toutes les pièces. Dans l'hypothèse d'un train placé sur le pont, on comptera pour la surface verticale nette un rectangle de 3 mètres de haut ayant la même longueur que le pont et dont le côté inférieur est placé à 0 m. 50 au-dessus du rail. On déduira de ce rectangle la surface nette de la partie de la première poutre placée en avant et on supposera que la pression du vent est nulle sur la partie de la 2e poutre masquée par le train. Enfin on s'assurera que les efforts de glissement transversal et de renversement du tablier et des piles sous l'action du vent n'atteignent pas des limites dangereuses, en tenant compte des conditions spéciales dans lesquelles pourront être placés les ouvrages et en supposant que le train défini ci-dessus est composé de wagons vides ».

Au sujet des ponts-routes la même circulaire dit : « Les prescriptions ci-dessus sont applicables aux voies de terre ; toutefois pour

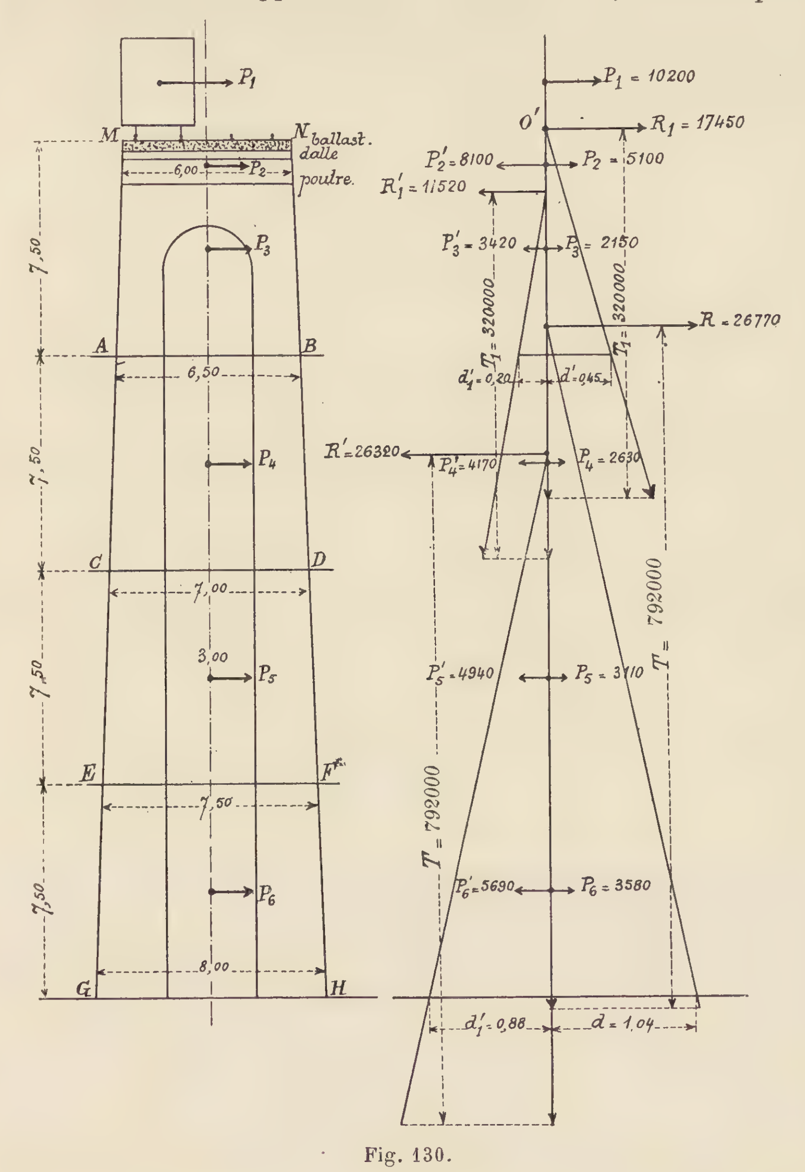



Fig. 130.

le calcul des efforts résultant de l'effet du vent, il ne sera pas tenu compte de la présence possible de véhicules sur le pont. »

Ainsi que nous l'avons déjà dit les piles et culées peuvent être construites soit en maçonnerie ou béton ordinaire, soit en béton armé.

198. Calcul des piles en maçonnerie. — Il est d'usage de ne faire

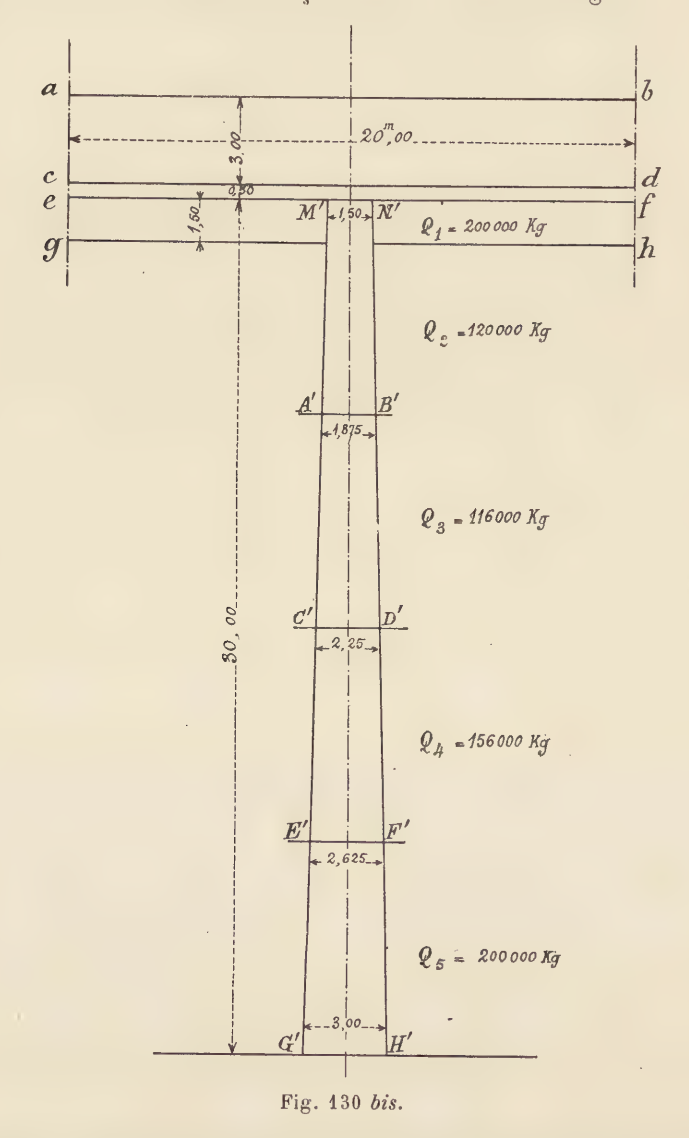



Fig. 130 *bis*.

travailler les maçonneries qu'à la compression ; les poids propres de

la pile et du tablier sont donc seuls à intervenir pour la résistance à opposer à la pression du vent.

Nous allons supposer qu'il s'agit d'un pont supportant une voie ferrée située à 30 mètres au-dessus du sol, les travées rectilignes étant égales à 20 mètres d'axe en axe et la largeur du pont étant de 6 mètres.

*A priori* et pour satisfaire l'œil, nous donnerons aux piles les dimensions indiquées par les fig. 130 et 130 *bis* ; nous vérifierons ensuite si elles sont suffisantes pour assurer la stabilité de la construction ; en élévation nous avons donné une épaisseur de 1m.50 au sommet et 3 mètres à la base ; la largeur au sommet est égale à celle du pont, soit 6 mètres et à la base elle est portée à 8 mètres ; un évidement de 3 mètres de large sur 27 mètres de haut a été ménagé dans le profil des piles.

Divisons la hauteur en 4 parties égales par des plans ABA′B′, CDC′D′, EFE′F′ ; prenons d'abord l'hypothèse d'un vent à 170 kgr. au mètre carré, permettant le libre passage des trains ; ce vent exercera sa pression :

1° sur la surface *abcd* représentant le train ;
2° sur la surface *efgh*, épaisseur totale des poutres de rive ;
3° — M′N′A′B′
4° — A′B′C′D′
5° — C′D′E′F′
6° — E′F′G′H′
(3° à 6°) formant l'élévation de la pile.

Si nous évaluons les valeurs totales de ces pressions nous trouvons :

| | | | |
|---|---|---|---|
| *abcd* | $20 \times 3 = 60$ m²; | $P_1 =$ | $60 \times 170 = 10.200$ kgr. |
| *efgh* | $20 \times 1{,}50 = 30$ m²; | $P_2 =$ | $30 \times 170 = 5.100$ — |
| M′N′A′B′ | $7{,}50 \times \frac{1{,}50 + 1{,}875}{2} = 12{,}65$; | $P_3 =$ | $12{,}65 \times 170 = 2.150$ — |
| A′B′C′D′ | $7{,}50 \times \frac{1{,}875 + 2{,}25}{2} = 15{,}45$; | $P_4 =$ | $15{,}45 \times 170 = 2.630$ — |
| C′D′E′F′ | $7{,}50 \times \frac{2{,}25 + 2{,}625}{2} = 18{,}30$; | $P_5 =$ | $18{,}30 \times 170 = 3.110$ — |
| E′F′G′H′ | $7{,}50 \times \frac{2{,}625 + 3{,}00}{2} = 21.07$; | $P_6 =$ | $21{,}07 \times 170 = 3.580$ — |
| | | Total : | 26.770 kgr. |

Le poids propre total s'opposant à ces diverses pressions se compose de :

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1° tablier : (environ) | $Q_1 = 20 \times 10\,000$ | $=$ | 200.000 kgr. |
| 2° : partie MNAB : | $Q_2 = 60 \times 2\,000$ | $=$ | 120.000 — |
| 3° : partie ABCD : | $Q_3 = 15{,}45 \times 3{,}75 \times 2\,000$ | $=$ | 116.000 — |
| 4° : partie CDEF' : | $Q_4 = 18{,}30 \times 4{,}25 \times 2\,000$ | $=$ | 156.000 — |
| 5° : partie EFGH : | $Q_5 = 21{,}07 \times 4{,}75 \times 2\,000$ | $=$ | 200.000 — |
| | Total : | | 792.000 kgr. |

Si nous considérons maintenant la section AB, les forces qui tendent à renverser la partie de maçonnerie située au-dessus de AB sont $P_1, P_2, P_3$, et les forces s'opposant à ce renversement sont $Q_1$ et $Q_2$, poids propres des éléments situés au-dessus de AB. Composons les forces $P_1, P_2, P_3$, nous obtenons $R_1 = 17.450$ kgr. dont le point d'application est en V' ; les forces $Q_1$ et $Q_2$ donnent ensemble $T_1 =$ 320.000 kgr. ; pour que la stabilité soit assurée en AB, il faut et il suffit que la résultante de $R_1$ et $T_1$ passe dans le tiers moyen de cette section et nous devons avoir : $d' = \frac{6,50}{2 \times 3} = 1,09$. Sur l'épure nous lisons : $d' = 0,45$ seulement.

La même vérification doit être faite pour chacune des sections CD, EF, GF, mais généralement il suffit de s'assurer que les conditions sont remplies aux deux sections extrêmes AB et GH.

En GH nous avons :
pression totale du vent :

$$R = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 = 26.770 \text{ kgr.}$$

appliqués en O.

Charge totale due au poids propre :

$$T = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 = 792.000$$

La résultante de ces deux forces doit passer à une distance $d$ de l'axe, égale au maximum à $d = \frac{8,00}{2 \times 3} = 1$ m. 34; or nous lisons sur l'épure : $d = 1,04$ seulement.

Les conditions de stabilité sont donc remplies pour le cas d'un vent exerçant une pression de 170 kgr. par m². La même opération

a été faite sur l'épure pour un vent soufflant à 270 kgr. par mètre carré, le passage des trains étant alors interrompu.

199. Calcul des piles en béton armé. — Si les piles sont en béton armé, nous opérerons d'une façon tout à fait contraire : nous négligerons le poids propre de la pile et du tablier et nous déterminerons en chaque section les valeurs des moments de flexion provoqués par la pression du vent. Nous calculerons ensuite les sections de béton et fer nécessaires pour résister à ces efforts, d'après les formules générales que nous avons données.

Prenons par exemple la pile précédente de 30 m. de haut ; *à priori* nous donnerons à la pile 0 m. 50 d'épaisseur au sommet et 1 mètre à la base ; ces dimensions seront plus que suffisantes au point de vue résistance, mais elles paraîtront frêles à l'œil habitué aux piles en maçonnerie. Les piles en ciment armé pourront être évidées sur le profil de façon à donner un ensemble agréable et en rapport avec l'architecture des lieux.

Divisons encore (fig. 131 et 131 *bis*) la hauteur en 4 parties égales par les plans A′B′, C′D′, E′F′ ; ainsi que précédemment, on envisagera d'abord l'hypothèse d'un vent à 170 kgr. ; les pressions sur les divers éléments sont égales à :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Surface | *abcd* | $= 60 \text{ m}^2$ ; | $P_1 = 60 \times 170 = 10\,200$ k. |
| — | *efgh* | $= 30 \text{ m}^2$ ; | $P_2 = 30 \times 170 = 5\,100$ — |
| — | M′N′A′B′ | $= 7{,}50 \times \frac{0{,}50 + 0{,}625}{2} = 4{,}22$ ; | $P_3 = 4{,}22 \times 170 = 720$ — |
| — | A′B′C′D′ | $= 7{,}50 \times \frac{0{,}625 + 0{,}75}{2} = 5{,}16$ ; | $P_4 = 5{,}16 \times 170 = 880$ — |
| — | C′D′F′E′ | $= 7{,}50 \times \frac{0{,}75 + 0{,}875}{2} = 6{,}09$ ; | $P_5 = 6{,}09 \times 170 = 1\,030$ — |
| — | E′F′G′H′ | $= 7{,}50 \times \frac{0{,}875 + 1{,}00}{2} = 7{,}03$ ; | $P_6 = 7{,}03 \times 170 = 1\,200$ — |
| | | Total. . . . . . | 19 130 k. |

Nous avons donc à considérer une poutre M′N′G′H′ encastrée en G′H′, libre en M′N′ et soumise à des efforts $P_1$, $P_2$, $P_3$... appliqués en $g_1$, $g_2$, $g_3$... On tracera la courbe représentative des moments de flexion, comme il a été indiqué dans le calcul des poutres droites. Sur l'horizontale de $g_2$ on portera :

$$g_2m = P_1 \times g_1g_2 = 10\,200 \times 2{,}75 = 28\,050$$

et de même on portera :

$$g_3n = P_1 \times g_1g_3 + P_2 \times g_2g_3 = 10\,200 \times 5{,}75 + 5\,100 \times 3 = 73\,950$$

$$g_4O = P_1 \times g_1g_4 + P_2 \times g_2g_4 + P_3 \times g_3g_4$$

$$= 10\,200 \times 13{,}25 + 5\,100 \times 10{,}50 + 720 \times 7{,}50 = 194\,100$$

et ainsi de suite.

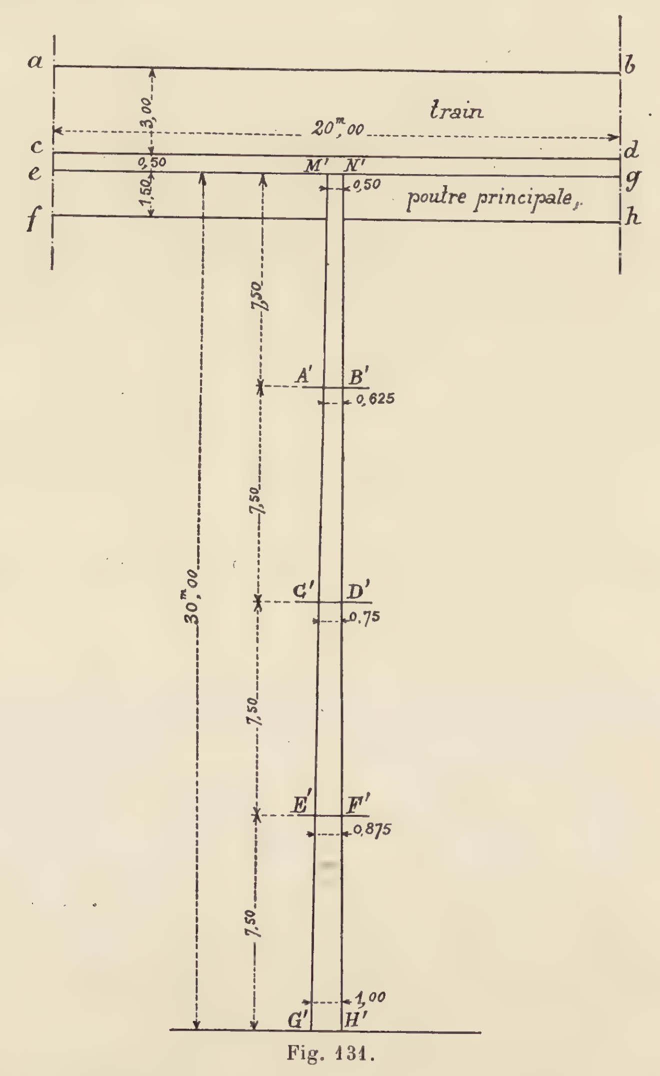



Fig. 131.

On tracera ensuite la ligne continue $g, m, n, o, p, q, r$, détermi-

nant avec la verticale $E_1 g_1$ la surface des moments. En chaque section de la pile la valeur des moments de flexion maxima sera mesurée par l'ordonnée correspondante à cette section et limitée par la

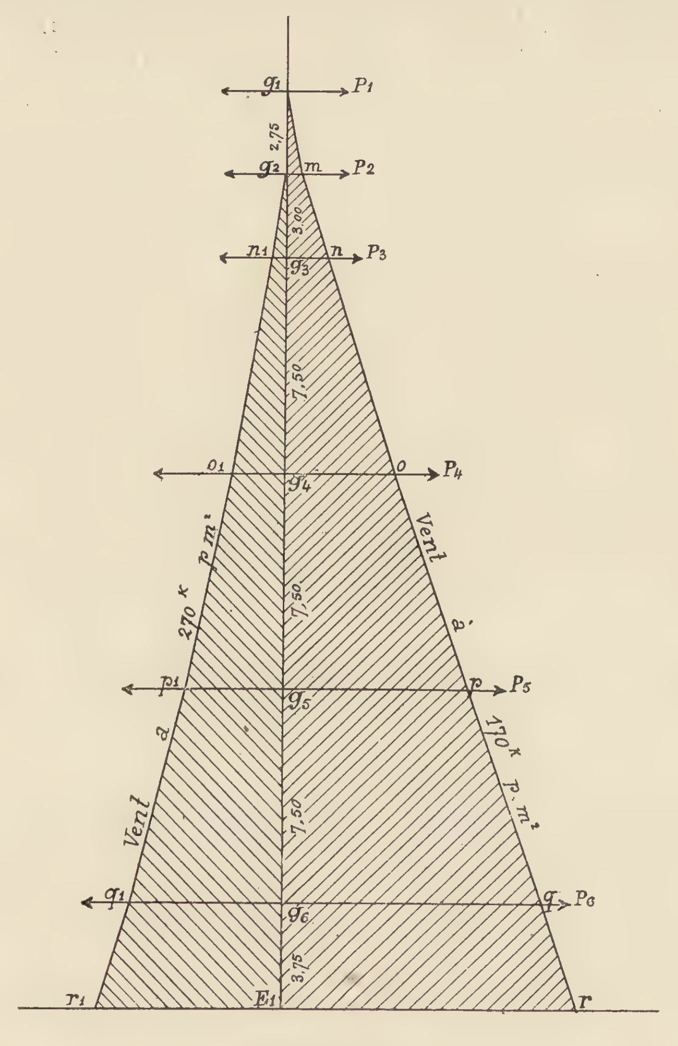



Fig. 131 *bis*.

ligne tracée plus haut. Le moment de flexion maximum se produit à l'encastrement G'H' et a pour valeur :

$$M = E_1 r = 526.925 \text{ kgm.}$$

L'effort tranchant sera :

$$T = P_1 + P_2 ... = 19.130 \text{ kgr.}$$

La même construction sera faite pour un vent soufflant à 270 kgr. par mètre carré, le passage des trains étant interrompu. Il suffira ensuite de déterminer les sections de béton et de métal de la pile au moyen des formules et méthodes de calcul données plus haut.

---

# CHAPITRE XVIII

## PONTS EN ARC

200. Généralités. — Les ponts en ciment armé en poutres droites ne s'appliquent pas économiquement à de grandes portées, en raison, comme il a été dit ci-dessus, de l'augmentation rapide du poids mort ; il convient dans ce cas de recourir aux voûtes en ciment armé. Mais comment faut-il les calculer ? C'est la question que s'est posée dès 1889 l'Association des Ingénieurs et Architectes autrichiens, laquelle en confia la solution à une commission. Celle-ci, devenue célèbre sous le nom de « Commission des voûtes », entreprit sous sa direction, en 1891, des expériences mémorables sur des voûtes de toutes natures, en maçonnerie de moellons, en briques, en béton, en ciment armé et sur un arc métallique, tous de même portée, 23 mètres et de même flèche 4 m. 6, et tous encastrés aux naissances. Les déformations prises par ces divers ouvrages, tant dans le sens horizontal que dans le sens vertical, sous des charges croissant progressivement jusqu'à rupture, ont été observées avec le plus grand soin et il a été constaté par MM. les professeurs Melan et Neumann, les éminents rapporteurs de ces derniers essais, que les voûtes expérimentées se sont comportées en général comme des arcs élastiques. Ils en ont conclu qu'il convenait d'appliquer tout au moins aux voûtes de même forme et de même construction les calculs des arcs élastiques sans articulation (1).

Les ingénieurs étrangers, notamment en Autriche, en Allemagne et en Suisse, n'ont pas hésité à suivre les conseils de cette commission, pour la construction des voûtes en béton et en ciment armé,

(1) Voir le Rapport de la Commission des voûtes de l'Association des ingénieurs et architectes autrichiens, traduit par MM. de Tédesco, Zschokke et Candlot et publié chez F. Juven, par la *Revue technique*.

matériau aux avantages desquels ils ont montré plus de confiance que la Commission dans son rapport. Cette dernière a été en effet plus que timide à l'égard du ciment armé notamment. Telle a été également l'opinion de M. Ed. Coignet qui l'a exprimée carrément dans sa communication du 7 février 1896 à la Société des Ingénieurs civils de France, et intitulée « Analyse critique du rapport de la Commission des voûtes ».

Toutefois l'application de la théorie des arcs élastiques est complexe et pénible ; M. Henry Lossier, ancien professeur à l'Ecole Polytechnique de Zurich et à l'Université de Lausanne, a bien voulu, sur notre demande, nous rédiger une note sur un mode d'application semi-graphique d'une extrême simplicité, basée sur les méthodes imaginées par le professeur Ritter.

Mais avant de donner cette note nous esquisserons un aperçu de quelques autres méthodes usitées par les constructeurs.

201. — Calcul du pont de Mieres, d'après la méthode de Méry. — Nous donnerons, comme exemple de calcul d'un pont articulé, le projet présenté par M. Ribera, Ingénieur des Ponts et Chaussées d'Espagne, pour la reconstruction du pont monumental de Mieres. Le tablier était constitué par un véritable plancher muni de poutres et solives transversales reposant sur des piliers, lesquels transmettaient eux-mêmes les charges sur les voûtes en ciment armé mesurant chacune 35 mètres d'ouverture et 7 mètres de largeur. La méthode de calcul consiste à déterminer graphiquement la courbe des pressions relative au poids propre et à la charge statique. Dans le cas actuel de trois articulations, le problème se trouve simplifié car on connaît ainsi trois points de passage de la courbe ; on commence par se fixer arbitrairement l'épaisseur de voûte jugée nécessaire pour que le béton seul soit suffisant ou presque pour supporter les efforts de compressions qui seront donnés par la charge statique ; l'armature métallique aura alors pour but de compléter cette section de béton si elle est insuffisante, notamment de donner au béton l'homogénéité nécessaire et enfin d'absorber les efforts de tension qui se produiront lorsqu'une partie seulement du tablier recevra la surcharge.

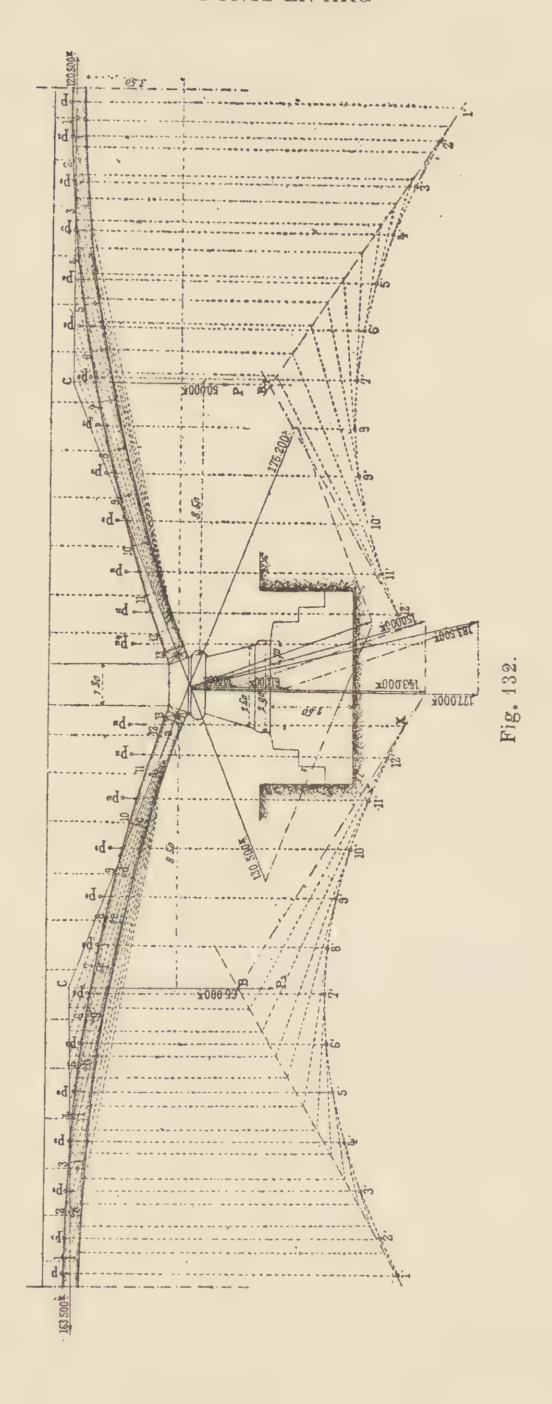


Fig. 132.

On considérera une largeur de 1 mètre de voûte et on déterminera les charges agissant sur les arcs par l'intermédiaire des piliers, ces charges étant données par le calcul du tablier. On connaîtra ainsi les poids $p$, $p_1$, $p_2$... agissant sur les tronçons que nous avons numérotés 1, 2, 3.

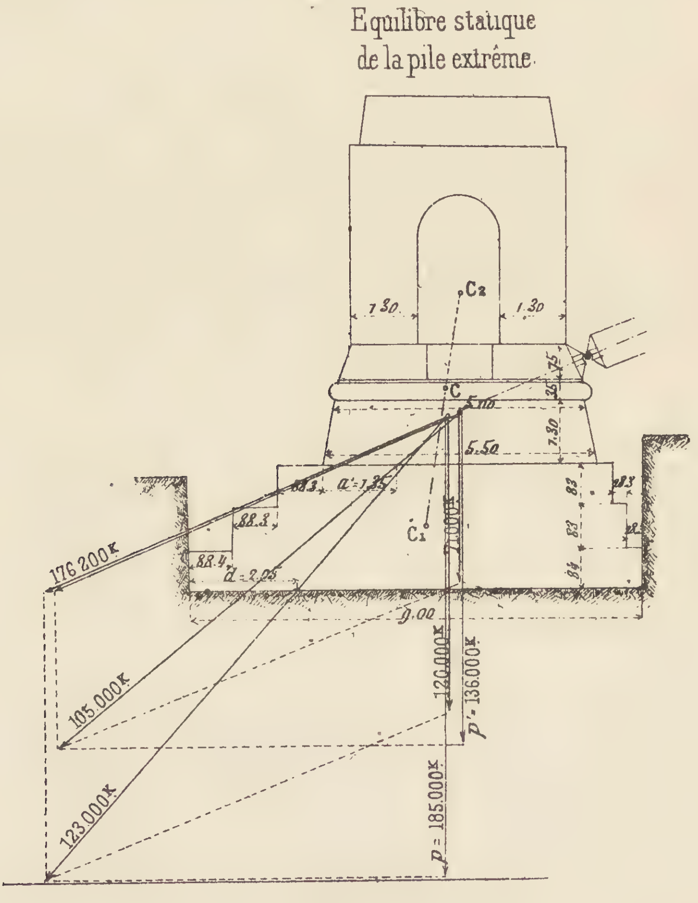



Fig. 133.

La fig. 132 donne d'ailleurs tous les détails relatifs au calcul de stabilité des arcs et de la pile, calcul que nous allons résumer brièvement.

On a déterminé d'abord le poids total de chaque élément d'arc compris entre deux piliers ; il se compose de :

1° Poids propre de la portion d'arc considéré ;

2° Poids propre du tablier de cette même partie ;

3° Surcharge fixe correspondant au passage des véhicules (cette surcharge a été ramenée à 450 kgr. par mètre carré). L'épure (fig. 133 A) donne dans la partie gauche les résultats ayant trait au

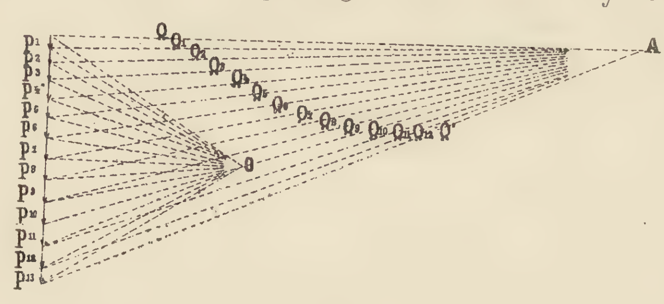



Fig. 133 A.

**Tableau A.**

| Données | Résultats |
|---|---|
| $p$ = 2380 Kgr. | $Q$ = 120500 Kgr. |
| $p_1$ = 3460 Kgr. | $Q_1$ = 120750 Kgr. |
| $p_2$ = 3717 Kgr. | $Q_2$ = 121000 Kgr. |
| $p_3$ = 3935 Kgr. | $Q_3$ = 121250 Kgr. |
| $p_4$ = 4038 Kgr. | $Q_4$ = 121750 Kgr. |
| $p_5$ = 4152 Kgr. | $Q_5$ = 122250 Kgr. |
| $p_6$ = 4197 Kgr. | $Q_6$ = 123000 Kgr. |
| $p_7$ = 4313 Kgr. | $Q_7$ = 123750 Kgr. |
| $p_8$ = 4346 Kgr. | $Q_8$ = 124250 Kgr. |
| $p_9$ = 4400 Kgr. | $Q_9$ = 126000 Kgr. |
| $p_{10}$ = 4406 Kgr. | $Q_{10}$ = 127250 Kgr. |
| $p_{11}$ = 3213 Kgr. | $Q_{11}$ = 128750 Kgr. |
| $p_{12}$ = 2554 Kgr. | $Q_{12}$ = 130250 Kgr. |
| $P$ = 50000 Kgr. | $Q'$ = 130500 Kgr. |

poids total, y compris la charge de 450 kgr. par mètre carré de chaussée et de 400 kgr. par mètre carré de trottoir, et dans la partie droite les résultats relatifs au poids propre seul de l'ouvrage. Occupons-nous d'abord de la partie de droite et cherchons la courbe des pressions d'après la méthode de Méry ; ainsi que nous l'avons dit, les poids $p$, $p_1$, $p_2$, agissant sur les tronçons 1, 2, 3 de l'arc sont connus ; ils ont été inscrits dans le tableau A, lequel nous montre

aussi que la somme de ces divers éléments $p$, $p_1$, $p_2$... est égale à 50.000 kgr. et représente seul le poids propre de la moitié d'un arc non chargé. Traçons maintenant le polygone funiculaire de la fig. A, qui va donner la valeur des réactions Q, $Q_1$, $Q_2$... exercées au droit de chaque joint fictif. Pour cela sur une verticale quelconque portons successivement $p$, $p_1$, $p_2$... et, à l'aide d'un pôle quelconque O déterminons les rayons polaires correspondants. Reportons le tracé sur l'épure de manière à placer les sommets du polygone funiculaire sur les verticales des sections considérées de l'arc, les côtés étant parallèles aux rayons polaires de la fig. A ; nous obtenons ainsi le polygone 1′, 2′, 3′... dont les deux derniers côtés se coupent en B ; la verticale de ce point détermine la ligne d'action de la résultante P des forces verticales dont le point d'application se trouvera ainsi connu, puisqu'il doit se trouver à l'intersection de la verticale du point B et de l'horizontale passant par le centre de l'articulation à la clef. En joignant le point d'application C aux deux articulations, on obtient la direction des composantes qui constitueront les poussées aux appuis et à la clef. La valeur de ces composantes et de la poussée au droit de chaque section considérée de l'arc, seront données par la construction suivante : si, dans le polygone funiculaire de la fig. A, nous traçons par chaque extrémité de la force : $P = p_1 + p_2 + p_3$... des parallèles aux poussées tracées sur l'épure, nous obtiendrons le point A permettant de déterminer les rayons polaires aboutissant aux extrémités de chacune des forces $p$, $p_1$, $p_2$... Ce sont ces rayons polaires qui mesurés à l'échelle des forces donneront la valeur des poussées au droit de chaque joint ; ces valeurs ont été inscrites sur le tableau A.

Même opération sera faite sur le demi-arc de la partie gauche de l'épure (fig. 133 B), mais alors en tenant compte de la charge de 450 kgr. par mètre carré sur la chaussée et de 400 kgr. par mètre carré sur les trottoirs ; nous obtiendrons ainsi, au moyen du polygone funiculaire de la fig. B, les valeurs Q, $Q_1$, $Q_2$ des poussées qui, mesurées à l'échelle des forces, ont donné les nombres indiqués sur le tableau B.

Il s'agit maintenant de tracer la courbe des pressions dans les deux cas considérés ; rien n'est plus facile, car si nous prenons, par

exemple, la partie de droite dépourvue de charge, il suffira de prolonger tous les côtés du polygone funiculaire de l'épure jusqu'à leur intersection avec le dernier côté $B'_1$ et de projeter les points ainsi obtenus sur l'horizontale du point C. Les lignes partant du centre de chaque portion d'arc 1, 2, 3, et aboutissant aux points

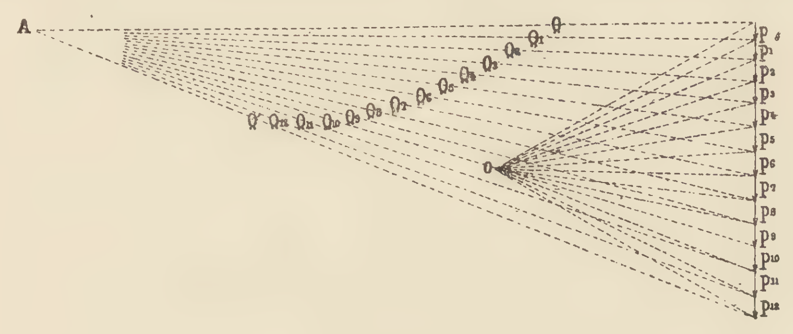



Fig. 133 B.

**Tableau B.**

| Données | Résultats |
|---|---|
| $p$ = 3542 Kgr. | $Q$ = 163500 Kgr. |
| $p_1$ = 4622 Kgr. | $Q_1$ = 163600 Kgr. |
| $p_2$ = 4879 Kgr. | $Q_2$ = 163750 Kgr. |
| $p_3$ = 5097 Kgr. | $Q_3$ = 164000 Kgr. |
| $p_4$ = 5260 Kgr. | $Q_4$ = 164500 Kgr. |
| $p_5$ = 5314 Kgr. | $Q_5$ = 165000 Kgr. |
| $p_6$ = 5359 Kgr. | $Q_6$ = 166000 Kgr. |
| $p_7$ = 5481 Kgr | $Q_7$ = 167000 Kgr. |
| $p_8$ = 5508 Kgr. | $Q_8$ = 168250 Kgr |
| $p_9$ = 5562 Kgr | $Q_9$ = 169000 Kgr |
| $p_{10}$ = 5568 Kgr. | $Q_{10}$ = 171200 Kgr. |
| $p_{11}$ = 5075 Kgr. | $Q_{11}$ = 172750 Kgr. |
| $p_{12}$ = 3716 Kgr. | $Q_{12}$ = 174500 Kgr. |
| $P_1$ = 65000 Kgr. | $Q'$ = 176200 Kgr. |

ainsi déterminés, coupent les joints en *a*, *b*, *c*, *d*, qui sont ainsi que les articulations des points de passage de la courbe des pressions.

On opérera de même pour la partie de gauche chargée et on obtiendra les nouveaux points *a*, *b*, *c*, marqués sur l'épure. Il est dès lors facile de calculer la pression maxima agissant sur la portion la plus fatiguée de chaque joint et de vérifier ensuite si celle-

ci ne dépasse pas les limites prévues pour le béton. La pression maxima est donnée par la formule :

$$R = \frac{2p}{3db};$$

dans laquelle :

R est la pression maxima ;

$p$ la résultante verticale de toutes les forces ;

$d$ la distance du point d'application de la pression à la fibre extrême la plus rapprochée (intrados ou extrados) ;

$b$ la largeur considérée de la voûte, soit ici 1 mètre. Cette formule appliquée aux deux cas précédents a donné les résultats indiqués sur le tableau ci-après :

| Numéros des joints | Avec la surcharge | | | Sans la surcharge | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Longueur des joints. | Distance de la courbe à l'intrados ou à l'extrados | Pression maxima | Longueur des joints | Distance de la courbe à l'intrados ou à l'extrados | Pression maxima |
| | | | kgr. | | | kgr. |
| 1 | 0m50 | 0m25 | 65,40 | 0m50 | 0m25 | 48,20 |
| 2 | 0 52 | 0 25 | 31,46 | 0 52 | 0 26 | 23,22 |
| 3 | 0 55 | 0 27 | 29,77 | 0 55 | 0 23 | 35,20 |
| 4 | 0 60 | 0 27 | 27,33 | 0 60 | 0 23 | 40,40 |
| 5 | 0 64 | 0 27 | 25,70 | 0 64 | 0 23 | 38,04 |
| 6 | 0 67 | 0 33 | 24,62 | 0 67 | 0 23 | 36,48 |
| 7 | 0 68 | 0 34 | 24,41 | 0 68 | 0 23 | 36,18 |
| 8 | 0 70 | 0 35 | 23,85 | 0 70 | 0 23 | 35,36 |
| 9 | 0 72 | 0 32 | 31,08 | 0 72 | 0 23 | 34,64 |
| 10 | 0 70 | 0 30 | 34,38 | 0 70 | 0 23 | 36,00 |
| 11 | 0 68 | 0 27 | 40,77 | 0 68 | 0 23 | 37,42 |
| 12 | 0 67 | 0 22 | 51,56 | 0 67 | 0 30 | 24,20 |
| 13 | 0 62 | 0 18 | 64,60 | 0 62 | 0 30 | 22,89 |
| 14 | 0 62 | 0 30 | 58,72 | 0 62 | 0 30 | 43,50 |

D'après ce tableau, on voit que le béton seul serait presque capable de supporter la totalité des efforts sur chaque joint, puisque la pression maxima sur le joint le plus chargé est de 65 kgr. Les armatures métalliques qui le renforcent sont composées de 4 cornières de 100 $\times$ 100 placées tous les mètres et reliées par des treillis inclinés ; en outre, là, où la courbe des pressions tend à se rappro-

cher de l'intrados ou de l'extrados, la section a été renforcée par des plates-bandes de 10 mm. d'épaisseur. L'épure précédente donne également le calcul de l'équilibre d'une pile centrale au cas où l'arc de gauche est chargé et celui de droite libre ; pour que l'équilibre soit réalisé, il faut que la résultante des poussées transmises par l'arc et du poids propre des piles et fondations passe par le tiers intérieur de la section de base. Il faut, en outre, vérifier si la charge sur le sol ne dépasse pas les limites qui lui sont applicables, en appliquant la formule précédente :

$$R = \frac{2p}{3db}$$

Ainsi, dans le cas actuel, on a pour la pile centrale (fig. 132) :

$$p = 177.000 \text{ kgr.} ;\ d = 1.75 ;\ b = 1.00$$

$$R \text{ max.} = \frac{2 \times 177.000}{3 \times 175 \times 100} = 6 \text{ kgr. } 74 \text{ par cm}^2$$

La pression moyenne serait :

$$R \text{ moy.} = \frac{177.000}{600 \times 100} = 2 \text{ kgr. } 95 \text{ par mc}^2.$$

La fig. 133 donne le calcul analogue pour les piles extrêmes.

202. Arcs encastrés ou reposant sur les appuis. — La construction donnée pour le tracé de la courbe des pressions, suivant la méthode de Méry, est applicable, mais on prend *a priori* comme points de passage de la courbe : 1° à la clef, le point situé à une distance de l'*extrados* égale au 1/3 de l'épaisseur de la voûte ; 2° aux naissances, le point situé à une distance de l'*intrados* égale au 1/3 de l'épaisseur de la voûte.

Cette méthode devient ici un peu arbitraire, mais on peut rectifier la courbe d'une façon rigoureusement exacte en appliquant l'étude de M. Résal que nous donnons ci-après.

203. Tracé de la courbe des pressions dans une voute symétrique et symétriquement chargée. Méthode de M. Résal. — Soit OAL (fig. 134) l'axe de la voûte considérée, O et L étant les naissances. Les conditions d'équilibre de l'arc encastré sont les suivantes en désignant par :

$y$ l'ordonnée verticale d'un point de l'arc considérée par rapport à l'horizontale des naissances;

X le moment fléchissant en ce point ;

F l'effort;

$\omega$ la section de la voûte;

E, I les coefficients d'élasticité de la matière et le moment d'inertie de la section,

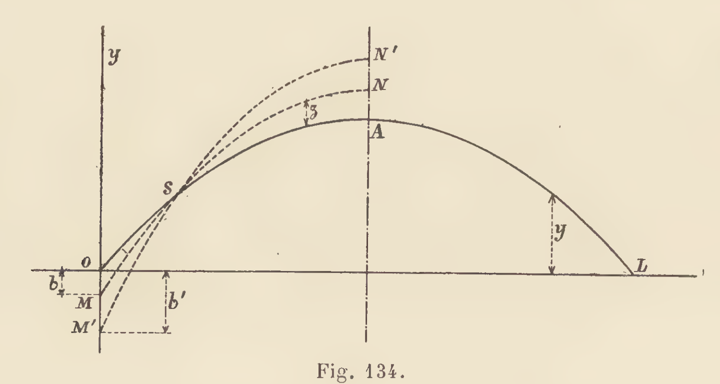



Fig. 134.

$$\int_0^A \frac{Xds}{EI} = 0 \qquad (1)$$

$$\int_0^A \frac{Xyds}{EI} + \int_0^A \frac{Fdx}{E\omega} = 0 \qquad (2)$$

Soit MN la courbe vraie des pressions, Q la poussée correspondante. Désignons par $z$ la distance verticale d'un point de cette courbe à l'axe de la voûte, cette distance étant comptée positivement lorsque la courbe passe au-dessus de l'axe et négativement dans le cas contraire ; le moment fléchissant X peut être remplacé par $Qz$ et on a d'autre part $Fdx = -Qds$; d'où en remarquant également que le coefficient d'élasticité E est constant :

$$\int_0^A \frac{Qzds}{I} = 0 \qquad (3)$$

$$\int_0^A \frac{Qzyds}{I} - \int_0^A \frac{Qds}{\omega} = 0 \qquad (4)$$

Pour pouvoir tracer la courbe MSN il faudrait connaître :

1° La valeur de la pression Q ;

2° Un point de la courbe, par exemple le point M dont l'ordonnée sera $b$.

Traçons maintenant une courbe de pressions M'S'N' obtenue en prenant un point de départ arbitraire, ou si l'on veut en appliquant la méthode de Méry. Soit Q' la poussée admise et $b'$ l'ordonnée du point M'. Les deux courbes funiculaires MSN et M'S'N' correspondent à la même charge et elles ne diffèrent l'une de l'autre que par le point de départ N ou N' et par la valeur des poussées Q ou Q' qui représentent les distances polaires de l'épure des forces ayant servi à tracer l'une ou l'autre des courbes.

Posons : $Q = Q' + u$ et $Qb - Q'b' = M$

et proposons-nous de déterminer $u$ et M.

Les deux courbes funiculaires correspondant à la même charge, on a :

$$Q\,(z + y - b) = Q'\,(z' + y - b')$$

Les quantités $z + y - b$ et $z' + y - b'$ représentent en effet respectivement les distances, des points de ces deux courbes situés sur une même verticale, à la ligne de fermeture horizontale passant, soit par $M_1$, soit par M'. On a donc :

$$Qz = Q'z' - (Q - Q')\,y + Qb - Q'b';$$
$$Qz = Q'z' - uy + M.$$

Si l'on remplace dans (3) et (4) $Qz$ par cette dernière valeur, en remarquant d'autre part que $Q = Q' + u$, on aura :

$$\int_0^A \frac{Q'z'ds}{I} - \int_0^A \frac{uyds}{I} + \int_0^A M\,\frac{ds}{I} = 0 \qquad (5)$$

$$\int_0^A Qz'\frac{yds}{I} - \int_0^A \frac{uy^2ds}{I} + \int_0^A \frac{Myds}{I} - \int_0^A \frac{(Q'+u)\;ds}{\omega} = 0 \qquad (6)$$

ou encore : en désignant par $e$ l'épaisseur de la voûte :

$$Q'\int_0^A \frac{z'ds}{e^3} - u\int_0^A \frac{yds}{e^3} + M\int_0^A \frac{ds}{e^3} = 0 \qquad (7)$$

$$Q'\int_0^A \frac{z'yds}{e^3} - u\int_0^A \frac{y^2ds}{e^3} + M\int_0^A \frac{yds}{e^3} - (Q+u)\int_0^A \frac{ds}{12e} = 0 \qquad (8)$$

Si l'on prend un certain nombre de sections transversales équidistantes, on pourra supprimer le facteur commun $ds$ et écrire ;

$$Q\sum_0^A \frac{z'}{e^3} - u\sum_0^A \frac{y}{e^3} + M\sum_0^A \frac{1}{e^3} = 0 \qquad (9)$$

$$Q'\sum_0^A \frac{z'y}{e^3} - u\sum_0^A \frac{y^2}{e^3} + M\sum_0^A \frac{y}{e^3} - (Q' + u)\sum_0^A \frac{1}{12e} \qquad (10)$$

Supposons maintenant qu'on ait tracé la courbe des pressions par la méthode de Méry. Soit $Q'$ la valeur de la poussée fournie par cette méthode, $b'$ la distance verticale du milieu O du joint des naissances à la tangente à la courbe des pressions. On divisera la voûte en un certain nombre de voussoirs partageant l'axe OS en segments de même longueur. Soit MNPQ l'un de ces voussoirs (fig. 135); on mesurera sur l'épure la distance verticale $y$ de son centre de gravité G à la corde des naissances et la distance verticale $z'$ de ce même point à la courbe des pressions; cette valeur sera positive dans la région où la courbe des pressions passe au-dessus de l'axe et négative dans la région avoisinant les naissances où la courbe des pressions est au-dessous de l'axe. Soit $e$ l'épaisseur du joint au point G; on calculera pour chaque voussoir la valeur numérique des expressions :

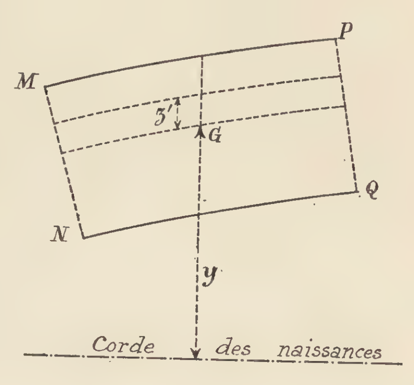


Fig. 135.

$$\frac{I}{12e}\ ;\ \frac{1}{e^3}\ ;\ \frac{y'}{e^3}\ ;\ \frac{y'^2}{e^3}\ ;\ \frac{z'}{e^3}\ ;\ \frac{z'y'}{e^3}\ ;$$

en tenant bien compte du signe de $z$.

On fera la somme de tous les résultats de même espèce pour les différents voussoirs :

$$\sum\frac{1}{12e}\ ;\ \sum\frac{1}{e^3} \text{ etc.}$$

On résoudra ensuite les deux équations du 1[er] degré :

$$Q'\sum\frac{z'y'}{e^3} - u\sum\frac{y^2}{e^3} + M\sum\frac{y'}{e^3} - (Q' + u)\sum\frac{1}{12e} = 0$$

$$Q'\sum\frac{z'}{e^3} - u\sum\frac{y'}{e^3} + M\sum\frac{1}{e^3} = 0$$

On en tirera les valeurs numériques, avec leurs signes, des deux inconnues $u$ et M qui peuvent être positives ou négatives. La courbe des pressions rationnellement exacte correspondra à la poussée Q fournie par la relation :

$$Q = Q' + u$$

Elle coupera la verticale des naissances en un point défini par la distance verticale $b$ du joint des naissances fournie par la relation :

$$b = \frac{Q'b' - M}{Q' + u}$$

Connaissant le point de départ et la valeur de la poussée on en déduira facilement la courbe des pressions. On peut d'ailleurs sans difficulté déterminer le point de passage au joint de la clef par la relation :

$$Q(b + f + u) = Q'\left(b' + f + \frac{1}{6}\, e\right)$$

204. Cas d'une surcharge agissant sur une moitié seulement de l'arc. — On doit envisager également le cas où la moitié seulement d'un arc d'une voûte se trouve chargée, l'autre moitié n'ayant alors que son poids propre à supporter. Pour un arc encastré, si l'on désigne par :

$e$ l'épaisseur de la voûte supposée constante ;

$p$ le poids propre par unité de longueur ;

P la surcharge par unité de longueur supportée par la demi-travée chargée ;

$e$ la portée de l'arc;

$f$ la flèche de l'arc ;

on évaluera la flèche relative par l'expression :

$$f_1 = f\left(1 + \frac{15}{16}\,\frac{e^2}{f^2}\right) ;$$

La poussée horizontale sera donnée par :

$$H = \frac{1}{8}\left(p + \frac{P}{2}\right)\frac{l^2}{f_1} ;$$

On déterminera en outre les longueurs (fig. 136) :

$$m = \frac{5}{8}\frac{e^2}{f}$$

$$n = \frac{1}{32}\frac{Pl^2}{H}$$

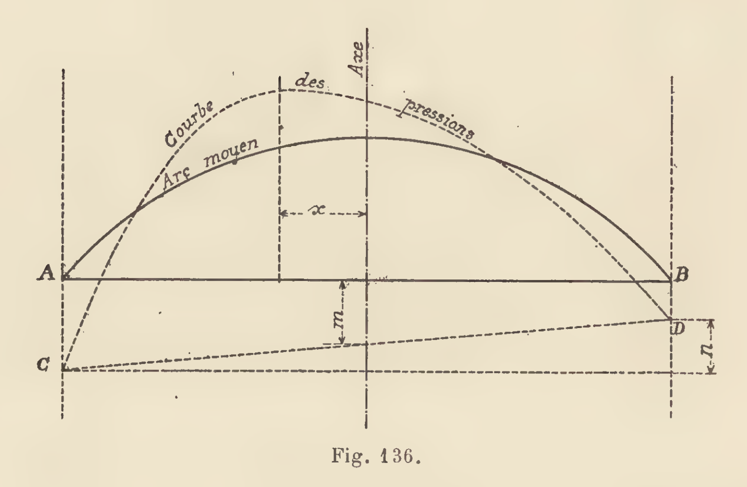



Fig. 136.

Le moment en un point quelconque défini par son abscisse $x$ sera pour la demi-travée chargée :

$$M = \frac{1}{4} Px\left(\frac{3}{8} l - x\right) + \frac{1}{128}\left(p + \frac{P}{2}\right)\frac{e^2}{ff_1}(5l^2 - 60x^2)$$

et pour la demi-travée non chargée :

$$M = \frac{1}{4} Px\left(\frac{3}{8} l + x\right) + \frac{1}{128}\left(P + \frac{P}{2}\right)\frac{e^2}{ff_1}\left(5l^2 - 60x^2\right)$$

Dans ce dernier cas, on donnera à $x$ des valeurs négatives. Si par exemple, on veut connaître le moment à l'appui de droite, on remplacera $x$ dans la deuxième formule par $-\frac{l}{2}$; si maintenant on divise l'arc en 10 parties égales chacune à $x = \frac{l}{10}$ et si l'on appelle 1, 2, 3, 4 chacune des sections ainsi tracées à partir de la clé, on obtiendra comme moments en ces différents points :

| | Partie chargée | Partie non chargée |
|---|---|---|
| Clé | $M_0 = + 0,50\ Hm;$ | $M_0 = 0,50\ Hm$ |
| Section 1 | $M_1 = + \frac{11}{25} \frac{Pl^2}{64} + 0,44\ Hm;$ | $M_1 = - \frac{11}{25} \frac{Pl^2}{64} + 0,44\ Hm$ |
| Section 2 | $M_2 = + \frac{14}{25} \frac{Pl^2}{64} + 0,26\ Hm;$ | $M_2 = - \frac{14}{25} \frac{Pl^2}{64} + 0,26\ Hm$ |
| Section 3 | $M_3 = + \frac{9}{25} \frac{Pl^2}{64} + 0,04\ Hm;$ | $M_3 = - \frac{9}{25} \frac{Pl^2}{64} - 0,04\ Hm$ |
| Section 4 | $M_4 = - \frac{4}{25} \frac{Pl^2}{64} - 0,46\ Hm;$ | $M_4 = + \frac{4}{25} \frac{Pl^2}{64} - 0,46\ Hm$ |
| Appuis | $M_5 = - \frac{Pl^2}{64} - Hm;$ | $M_5 = + \frac{Pl^2}{64} - Hm$ |

205. Détermination directe des poussées et des réactions dans les arcs élastiques. — *a*) Arcs à 3 articulations :

Pour une surcharge uniformément répartie suivant la corde de l'arc, on a :

Réaction sur les appuis : $R = R' = \frac{pl}{2};$

Poussée horizontale sur les appuis : $Q = Q' = \frac{pl^2}{8f};$

*p* est la charge uniformément répartie par mètre courant;
*l*, la corde de l'arc ;
*f*, la flèche de l'arc.

Pour une surcharge P distante de *x* de l'appui de gauche, on a :

Réaction sur l'appui de gauche : $\frac{P(l-x)}{l} = R$

— — droite : $\frac{Px}{l} = R'$

Poussée sur les appuis : $Q = Q' = \frac{Px}{2f}$

*b*) Arcs à 2 articulations :

D'après la figure 137, on a (formule de Bresse) pour une surcharge uniformément répartie suivant la corde de l'arc :

$$Q = 2pa \frac{-\frac{1}{4} + \frac{7}{12}\sin^2\varphi + \frac{1}{4}\frac{\varphi}{\sin\varphi}\cos\varphi - \frac{1}{2}\varphi\sin\varphi\cos\varphi - \frac{1}{3}\frac{r^2}{a^2}\sin^4\varphi}{\varphi + 2\varphi\cos^2\varphi - 3\sin\varphi\cos\varphi + \frac{r^2}{a^2}\sin^2\varphi(\varphi + \sin\varphi\cos\varphi)},$$

$r$ est le rayon de giration de la section transversale de l'arc, soit $r = \sqrt{\frac{I}{\Omega}}$, I étant le moment d'inertie, $\Omega$ la section.

Pour les arcs surbaissés, on peut employer les formules de MM. Boulongue et Bedoux (1) :

$$Q = \frac{pa^2}{2f} \frac{1}{1 + \frac{15\, r^2}{8f}}$$

$$R = R' = pa$$

Pour une surcharge P isolée et définie par l'angle $\theta$ (fig. 137) on a, d'après les formules de Bresse :

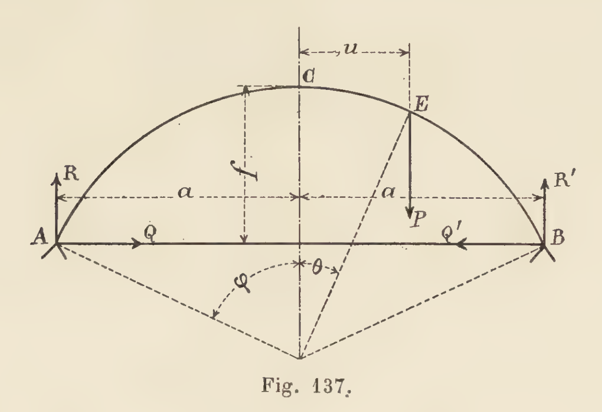



Fig. 137.

$$Q = P \frac{\frac{1}{2}(\sin^2\varphi - \sin^2\theta) + \cos\varphi(\cos\theta + \theta\sin\theta - \cos\varphi - \varphi\sin\varphi) - \frac{1}{2}\frac{r^2}{a^2}(\sin^2\varphi - \sin^2\theta)\sin^2\varphi}{\varphi + 2\varphi\cos^2\varphi - 3\sin\varphi\cos\varphi + \frac{r^2}{a^2}\sin^2\varphi(\varphi + \sin\varphi\cos\varphi)}$$

et pour des arcs surbaissés :

$$Q' = \frac{1}{6} \frac{Paf\left[1 - d^2 + \frac{1}{4}(1 - d^2)^2\right]}{\frac{8}{15}f^2 + r^2}$$

$$R = \frac{P}{2}(1 + d)$$

$$R_1 = \frac{P}{2}(1 - d)$$

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1902.

formules dans lesquelles $d$ est égal à $\frac{u}{a}$, $u$ étant la distance horizontale du poids P au milieu de l'arc ; pour une variation de température de t° on aurait :

$$Q = \frac{EI\alpha t}{\frac{8}{15} f^2 + r^2}$$

$\alpha$ étant le coefficient de dilatation.

c) *Arcs encastrés aux deux extrémités.* — Toujours d'après MM. de Boulongue et Bedoux, on a pour une charge uniformément répartie suivant la corde de l'arc et sur toute la longueur :

$$Q = \frac{pa^2}{2fK} \quad \text{et} \quad K = 1 + \frac{45r^2}{4f^2}$$

Les moments dans les sections d'encastrement sont :

$$M_a = M_b = \frac{pa^2}{3K}(K-1)$$

Si l'arc est chargé d'un poids P placé à droite de l'arc, on a :

$$Q = \frac{1}{2} \frac{15Pa(1-d^2)^2}{16fK}$$

$$R = \frac{P}{2}\left[1 - \frac{(3-d^2)d}{2}\right]$$

$$R' = \frac{P}{2}\left[1 + \frac{(3-d^2)d}{2}\right]$$

Moments d'encastrement :

$$M_a = -\frac{Pa}{4K}\left[K(1-d^2)(1-d) - \frac{5}{4}(1-d^2)^2\right]$$

$$M_b = -\frac{Pa}{4K}\left[K(1-d^2)(1+d) - \frac{5}{4}(1-d^2)^2\right]$$

Pour une charge uniformément répartie placée seulement sur la moitié gauche de la portée, on a :

$$Q = \frac{pa^2}{4fK}$$

$$R = \frac{13}{16} pa; \quad R' = \frac{3}{16} pa$$

$$M_a = -\frac{pa^2\left(\frac{11}{12}K - \frac{2}{3}\right)}{4K}$$

$$M_b = -\frac{pa^2\left(\frac{5}{12}K - \frac{2}{3}\right)}{4K}$$

Et pour une variation de température de t° :

$$Q = EI\alpha t \times \frac{1}{r^2 + \frac{4}{45}f^2}$$

$$M_a = M_b = EI\alpha t \times \frac{f}{\frac{3}{2}r^2 + \frac{2}{15}f^2}$$

$$R = R' = 0$$

206. Exemples de ponts a articulations. — a) *Pont en béton de Grasdorf.* — C'est un des premiers ponts construits en aggloméré, sans aucune armature métallique, et avec une flèche de 4 m. 50 seulement pour une portée de 40 mètres. Les figures 138, 138 *bis* et 138 *ter* donnent les vues d'ensemble de cet ouvrage construit sur la Leine entre les villes de Grasdorf et de Hanovre ; il comprend une ouverture centrale de 40 mètres et deux latérales de 6 mètres environ sur les chemins de halage ; la largeur de la chaussée est de 2 m. 80 et celle totale du pont, de 6 mètres, les trottoirs livrant passage de chaque côté à des conduites en fonte de 0 m. 70 de diamètre supportées par des plots en béton. La voûte a la forme d'une anse de panier à 6 centres et mesure 0 m. 85 d'épaisseur à la clef et 1 m. 15 environ aux joints de rupture, c'est-à-dire vers le milieu de la partie comprise entre deux articulations ; la chaussée est supportée par des arcades en plein cintre de 1 m. 20 d'ouverture et 0 m. 40 d'épaisseur à la clef avec 0 m. 60 aux pieds-droits, ceux-ci ayant une hauteur maxima de 4 m. 50 ; les dosages ont été, pour la voûte de 40 mètres de portée : 1 volume de ciment pour 2,5 de sable et 4 de pierres cassées ; pour les arcades et culées : 1 volume de ciment pour 4 de sable et 6 de pierres cassées. Les articulations sont en granit et ont donné toute satisfaction.

b) *Pont François-Joseph, à Laibach (Autriche).* — La fig. 139 montre

Coupe transversale

4.20

2.80

6m00

Fig. 138 *ter*.

1/2 *Elévation.*

Fig. 138 *bis*.

½ Coupe

Fig. 138.

Fig. 139.

un remarquable ouvrage construit à Laibach (Autriche) d'après les plans du professeur Melan. Il mesure 33 mètres de portée et 4 m. 40 de flèche. La largeur totale est de 14 mètres, les trottoirs occupant 2 mètres de chaque côté de la chaussée de 10 mètres. L'épaisseur de la voûte est de 0 m. 50 à l'articulation de la clef et 0 m. 65 aux articulations des naissances; la plus grande épaisseur mesurée au milieu de ces deux sections étant de 0 m. 68. L'armature est constituée par des poutres en treillis très légères, espacées de 1 mètre d'axe en axe et maintenues à cet écartement par quatre entretoises placées à égale distance des articulations. Chaque poutre se compose de 4 cornières de $\frac{90 \times 90}{13}$, réunies par des treillis inclinés et verticaux, formés, les premiers de fers plats dont la section varie suivant leur position et les seconds de cornières de $\frac{65 \times 65}{7}$; les articulations sont métalliques, l'axe mesurant un diamètre de 100 mm. Entre les articulations métalliques, on a placé d'autres articulations en granit, noyées dans le béton et mesurant 0 m. 55 $\times$ 0 m. 50 à la clef et 0 m. 50 $\times$ 0 m. 65 aux naissances.

c) *Pont sur le Neckar, à Neckarausen.* — La maison Wayss et Freytag de Vienne a construit sur le Neckar (Autriche) un pont à 3 articulations et mesurant 50 mètres de portée pour une flèche de 5 mètres ; l'épaisseur de la voûte est de 0 m. 60 aux naissances et à la clef, et de 1 m. 10 environ au joint de rupture vers le milieu de chaque moitié d'arc ; le tablier est supporté par des voûtes en béton ordinaire de 1 m. 75 d'ouverture, en plein cintre; l'armature est analogue à celle du pont précédent, c'est-à-dire qu'elle est constituée par des poutres en treillis légères, espacées de 1 mètre d'axe en axe.

La même maison a construit également le pont de Mulhouse (Alsace) de 34 m. 20 de portée entre articulations des naissances et qui présente des dispositions analogues aux ouvrages précédents.

207. Exemples de ponts non articulés. — a) *Ponts construits par la maison Wayss et Freytag.* — Cette maison a construit en Allemagne et en Autriche un grand nombre d'ouvrages d'art parmi lesquels on citera :

Le pont de Tubingen (Autriche) de 34 mètres de portée ; l'épaisseur de la voûte est de 0 m. 90 aux naissances et 0 m. 60 à la clef, l'armature étant formée de fers profilés.

La passerelle de Wiederbrück sur la Doller (Alsace), dont la portée est de 18 mètres et l'épaisseur de la voûte en béton de 0 m. 14 à 0 m. 18.

Le pont de Hollenthal (Allemagne) sur le Nieder-Oestern, portée 19 mètres, épaisseur de la voûte 0 m. 18.

Le pont d'Altensteig sur le Nagold construit en 1891 d'après le système Monier, portée 20 mètres, épaisseur de la voûte 0 m. 20.

La passerelle de Senstheim (Alsace) sur la Doller, mesurant 37 mètres de portée avec une épaisseur de 0 m. 25 aux appuis et 0 m. 17 à la clef.

Le pont de Waldviertelbauten (Autriche), pour chemin de fer, comprenant 3 travées de 15 à 20 mètres ; épaisseur de la voûte 0 m. 25.

b) *Pont de Châtellerault.* — Ce pont construit d'après les plans de la maison Hennebique est un des plus importants en France, car il est composé d'une arche centrale de 50 mètres et de deux arches latérales de 40 mètres de portée ; son aspect général est indiqué par la fig. 140. Ses voûtes sont constituées par des poutres en béton, armées d'aciers ronds à la partie supérieure et à la partie inférieure, et réunies par une dalle de 0 m. 25 d'épaisseur également armée. Le tablier du pont repose directement sur ces arcs par l'intermédiaire de piliers de 0 m. 20 × 0 m. 20, lesquels soutiennent les solives longitudinales de la chaussée et des trottoirs. Ce pont a été soumis à des essais très rigoureux afin de constater l'effet des vibrations produites dans le béton armé par le passage au pas accéléré d'une compagnie de fantassins ; les vibrations enregistrées ont été à peine perceptibles et en tous cas 5 à 6 fois moins prononcées que celles constatées sur un pont métallique de moindre portée et par le passage de 16 hommes seulement au pas cadencé.

Il s'est produit depuis et au voisinage des naissances des arcs quelques fissures, dues évidemment à la dilatation, lesquelles bien que ne donnant aucune inquiétude pour la solidité de l'ouvrage montreraient que pour des ponts de cette importance on ne doit pas négliger les effets de la variation de la température.

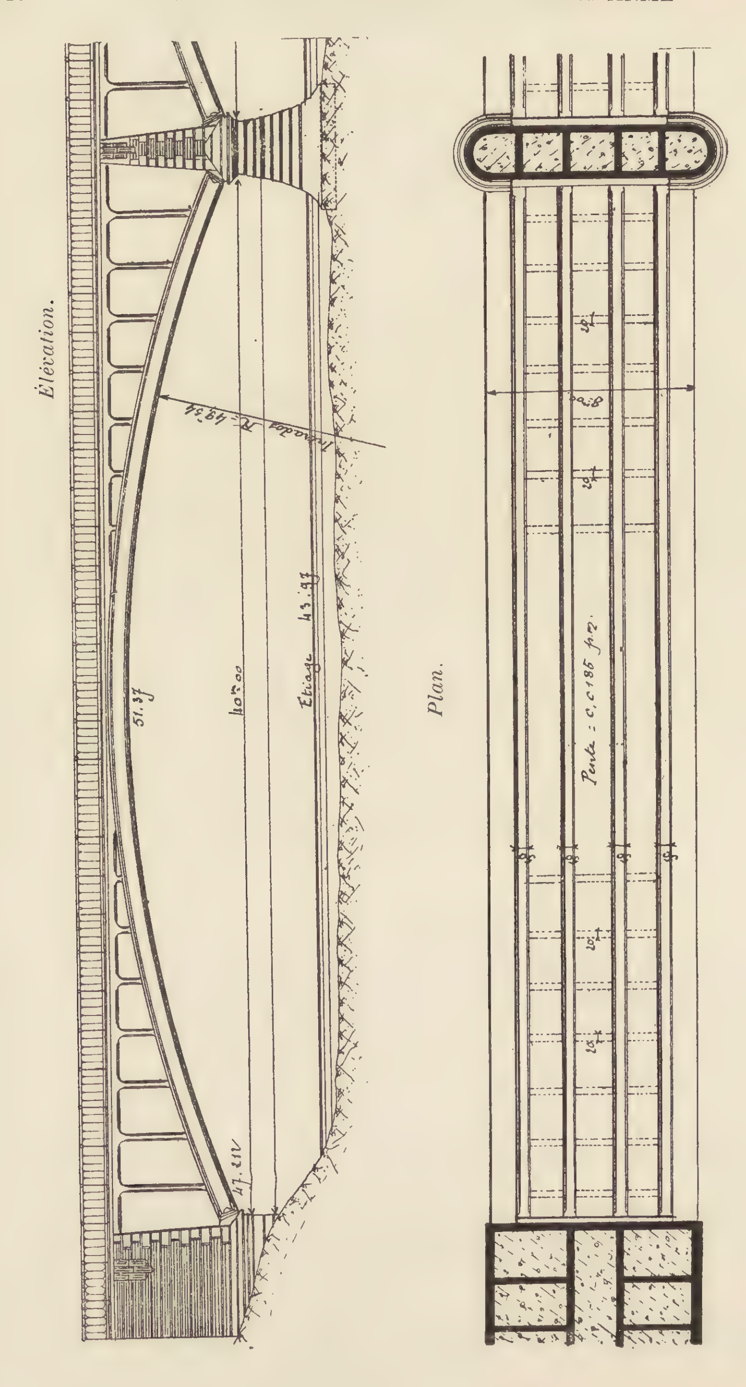



Fig. 140.

c) *Pont de Saint-Sébastien.* — Ce pont (fig. 141) construit par M. Ribera, Ingénieur des Ponts et Chaussées d'Espagne, comprend 3 arches de 24 mètres de portée surbaissées de 1/12. La largeur est de 20 mètres dont une chaussée asphaltée de 12 mètres et deux trottoirs



Fig. 141.

de 4 mètres; les voûtes en béton ont une épaisseur de 0 m. 60 à la clef et de 0 m. 70 aux appuis sur toute la largeur du pont; elles sont armées de 13 fermes en acier qui sont de véritables poutres à treillis et dont la résistance serait suffisante pour porter à elles seules le poids propre du pont; sur ces voûtes et au droit des fermes, s'appuient des cloisons longitudinales en ciment armé de 0 m. 20 d'épaisseur et supportant elles-mêmes le hourdis du tablier. Le pont est établi sur le lit sablonneux de la rivière, les piles et culées reposant sur des pieux en ciment armé de 0 m. 25 $\times$ 0 m. 25 et 5 m. de long; la tête des pieux a été enrobée de béton jusqu'au niveau de l'étiage, la partie supérieure à ce niveau des piles et culées ayant été exécutée en blocs artificiels. Le premier pieu a été battu le 4 juin 1904 et les trois voûtes ont été terminées le 14 octobre. Le pont définitivement muni de sa décoration a été reçu le 21 novembre. Le prix de revient de cet ouvrage se décompose comme suit:

| | | |
|---|---|---|
| Fondations. . . . . . . . . . . . . . | 120.185 | pesetas |
| Démolition et murs d'accès . . . . . . . . | 56.996 | — |
| Pont proprement dit. . . . . . . . . . . . | 298.541 | — |
| Obélisques. . . . . . . . . . . . . . | 96.770 | — |
| Balustrade, candélabres, asphalte. . . . . . | 87.224 | — |
| Total : | 659.716 | pesetas |

L'ouvrage mesure 100 m. $\times$ 20 m. $=$ 2000 m² de surface.

d) *Ponts système Melan.* — Le professeur Melan est l'auteur de nombreux projets d'ouvrages d'art exécutés aux Etats-Unis et parmi lesquels nous citerons les principaux :

Le pont de Detroit (Michigan), dont la fig. 142 donne le détail, est l'un des plus importants, car sa largeur est de 31 mètres et sa portée de 15 mètres; il donne passage à 8 lignes de chemin de fer et il est établi sur le boulevard du Sud qu'il traverse suivant un biais de 30° ; l'épaisseur de la voûte est de 0 m. 65 aux naissances et de 0 m. 45 à la clef; l'armature est constituée par des cornières de $\frac{100 \times 100}{12}$ réunies entre elles par des montants inclinés à 45°.

Le pont, construit à Battle Creek (Michigan) sur la rivière « Kalamazow », comporte 2 voûtes de 12 m. 60 d'ouverture et de 19 m. 80 de largeur, dont 13 m. 80 pour la chaussée; l'ossature est constituée par 31 files de fers I de 152 mm. de haut.

Le pont de Maryborought (Queensland) sur le « Mary » comprend 11 arches de 15 mètres d'ouverture et 6 m. 28 de largeur entre parapets; la flèche des voûtes est de 1 m. 20 seulement, soit $\frac{1}{12}$ de la portée; l'épaisseur est de 0 m. 90 à la clef et de 1 m. 70 aux naissances ; elle est armée de vieux rails Vignole du poids de 20 kgr. 500 par mètre et placés vers l'intrados et vers l'extrados de la voûte à une distance de 0 m. 60 les uns des autres.

Le pont de Paterson comprend cinq travées dont la portée varie de 25 à 30 mètres ; la chaussée a 8 m. 50 de largeur et les trottoirs 2 m. 30 de chaque côté ; le pont livre passage à une ligne de tramways établie sur l'axe du pont et les trottoirs sont disposés de telle façon que les conduites d'eau, de gaz et d'électricité soient invisibles et puissent être facilement visitées en cas de besoin ; il suffit en

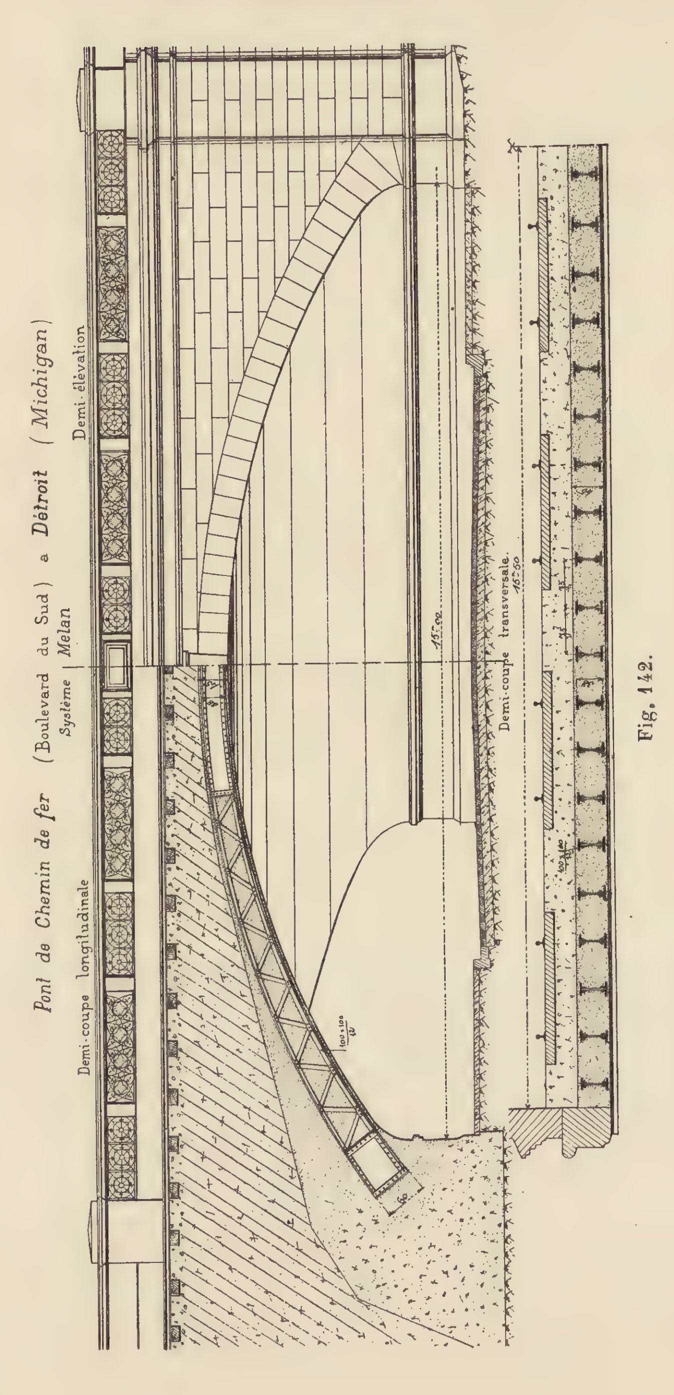

Pont de Chemin de fer (Boulevard du Sud) à Détroit (Michigan)
Demi-coupe longitudinale
Système | Melan
Demi-élévation
Demi-coupe transversale

Fig. 142.

effet de soulever une dalle en béton de faible épaisseur recouvrant une partie de la largeur du trottoir.

e) *Pont à Johanesville (Ohio), système Thacher.* — Ce pont comprend 3 branches en forme d'Y dont deux traversent les rivières *Muskinguin* et *Lucking* et la 3e relie les deux premières à la terre ferme ; la largeur de la voûte est de 13 m. 10, les trottoirs mesurant chacun 1 m. 80 ; son épaisseur varie de 0 m. 45 à 0 m. 76 suivant la portée et elle augmente du centre aux extrémités ; l'armature est composée de deux séries de fers plats, placées l'une vers l'intrados, l'autre vers l'extrados et espacées de 0 m. 70 à 0 m. 80 ; les fers plats supérieurs et inférieurs ne sont pas réunis entre eux ; ils ont 125 × 19 de section pour la voûte de 37 mètres de portée et 76 × 19 pour celle de 25 mètres. Afin d'augmenter l'adhérence du béton sur des surfaces métalliques aussi étendues, on a placé de distance en distance des rivets à tête ronde qui pénètrent dans le béton et offrent une certaine résistance au glissement.

f) *Pont de Golbardo (Espagne).* — La fig. 143 donne la vue d'ensemble et la coupe transversale d'un pont construit sur le *Saja* à Golbardo par M. Ribera, auteur du pont de Saint-Sébastien que nous avons déjà décrit. Le pont a 30 mètres d'ouverture et 4 mètres de large, les trottoirs occupant 0 m. 75 de chaque côté de la chaussée ; celle-ci est soutenue par un tablier en béton armé formé d'une dalle reposant sur des solives longitudinales et transversales, lesquelles transmettent la charge sur les arcs par l'intermédiaire de piliers de 15 × 20.

L'arc est constitué par deux nervures en béton de 0m.50 × 0m.50 de 30 mètres de portée et 3 mètres de flèche, dont l'armature se compose, pour chacune d'elles, de deux poutrelles en acier I, type courant de 200 × 90 × 11,3 du poids de 26 kgr. 2 par mètre ; ces poutrelles auxquelles on donna à chaud la courbure de l'arc, sont unies bout à bout par des couvre-joints de 500 × 200 avec 6 boulons. Les fers sont simplement encastrés sur le rocher d'un côté et sur la culée de l'autre rive, par un appui sur tôle noyée dans du béton ; pour éviter que le béton ne se sépare des poutrelles en fer, celles-ci sont enveloppées par un tissu métallique en fil de fer. Le but de cette disposition était de réduire autant que possible la dépense des

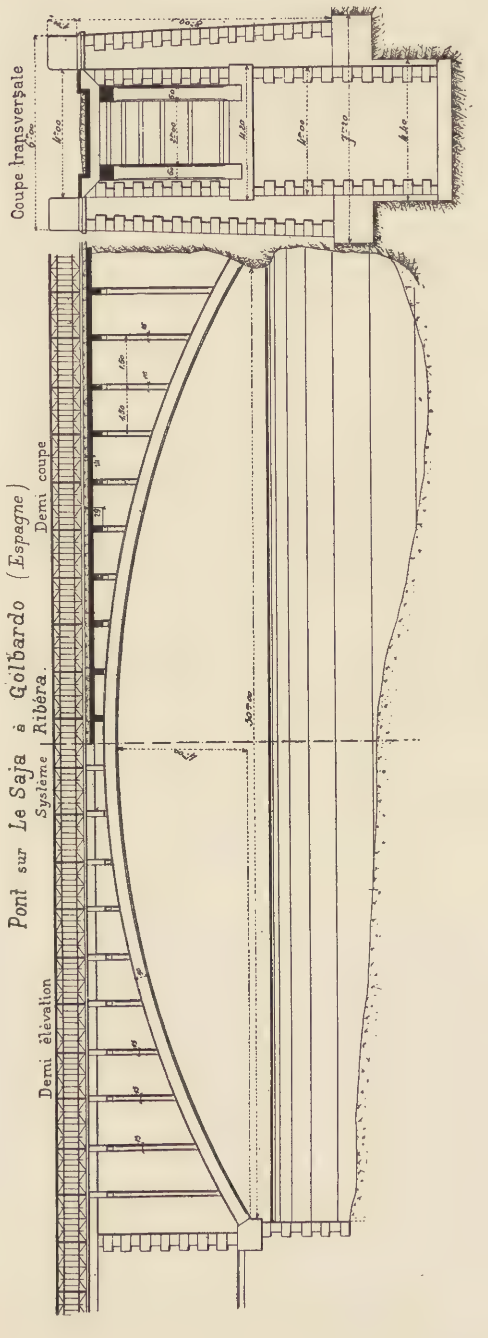

Coupe transversale
Pont sur Le Saja à Golbardo (Espagne)
Système Ribéra.
Demi élévation
Demi coupe

Fig. 143.

cintres, et c'est ce qui eut lieu en effet, car il suffit d'un très léger échafaudage pour monter les poutrelles en fer, auxquelles furent suspendus les coffrages en bois servant à monter le remplissage en béton. Mais cette disposition, quoique très économique, exige une main d'œuvre extraordinairement soignée, et en outre présente une trop grande élasticité, ce qui est désagréable et peut même déterminer avec le temps des fissures.

---

# CHAPITRE XIX

## NOTE SUR LE CALCUL DES ARCS (1)

PAR

M. Henry LOSSIER
Ancien professeur agrégé à l'Ecole Polytechnique de Zürich et à l'Université de Lausanne.

### GÉNÉRALITÉS

208. — Au point de vue statique, la différence entre une *poutre* et un *arc* consiste en ce que la première exerce des forces *verticales* et le second des forces *obliques* sur ses appuis.

Un pont reposant sur un appui fixe à l'une de ses extrémités et muni d'un appareil à galets à l'autre extrémité est considéré comme « une poutre », que son axe soit rectiligne ou curviligne. Par contre, si le pont est fixé de manière invariable à ses abouts, il est envisagé comme un « arc », même si son axe est rectiligne.

En composant les réactions des appuis d'un arc avec les charges qui le sollicitent, on obtient un polygone funiculaire nommé *ligne des pressions*.

La ligne des pressions détermine, pour chaque section de l'arc, la position et la direction de la résultante des forces extérieures sollicitantes ; un polygone des forces en donne la grandeur. La composante horizontale de la ligne des pressions constitue la *poussée horizontale* de l'arc.

Lorsqu'un arc est muni d'*articulations*, la ligne des pressions passe par celles-ci.

On construit des arcs à 0, 1, 2, 3 articulations.

(1) Littérature : « *Arc* », W. Ritter.

Un arc simple ne peut avoir plus de 3 articulations sans être instable. Seuls, les arcs continus ou reliés à une poutre rigide font exception à cette règle.

Les *arcs à 3 articulations* sont seuls statiquement déterminés, c'est-à-dire que les réactions des appuis sont complètement déterminées par les lois de l'équilibre.

Les *arcs à 2 articulations* sont du premier degré d'indétermination statique.

Aux conditions fournies par les lois de l'équilibre, il faut en ajouter une qui résulte de l'étude des déformations.

Les arcs à 1 articulation sont du deuxième degré et les *arcs simples sans articulation* du troisième degré d'indétermination statique.

Quant aux *arcs continus,* leur degré d'indétermination varie avec le nombre des travées et les propriétés des appuis.

Les arcs peuvent être à âme pleine ou à treillis ; ils comportent parfois une combinaison de ces deux types.

Nous ne nous occuperons que des arcs à âme pleine qui sont les plus fréquemment appliqués avec le béton fretté ou armé. En outre, nous nous bornerons à rappeler sommairement les propriétés caractéristiques des types d'arcs les plus simples, en renvoyant pour les autres types aux traités spéciaux.

Nous allons examiner successivement :

Arc à 3 articulations,

— 2 —

— sans —

— continu.

Nous laisserons de côté l'arc à 1 articulation qui constitue actuellement un cas d'exception.

### ARC A TROIS ARTICULATIONS

209. — Considérons (fig. 144 — *a*) un arc ACB, articulé en A, B et C, et symétrique par rapport à la verticale passant par C. Envisageons une force sollicitante unique P, agissant à une distance $x$ de la verticale passant par A. Désignons par $l$ la portée et par $f$ la

flèche de l'arc. La ligne des pressions, devant passer par les points A, B et C, ne peut être que le polygone AKCB.

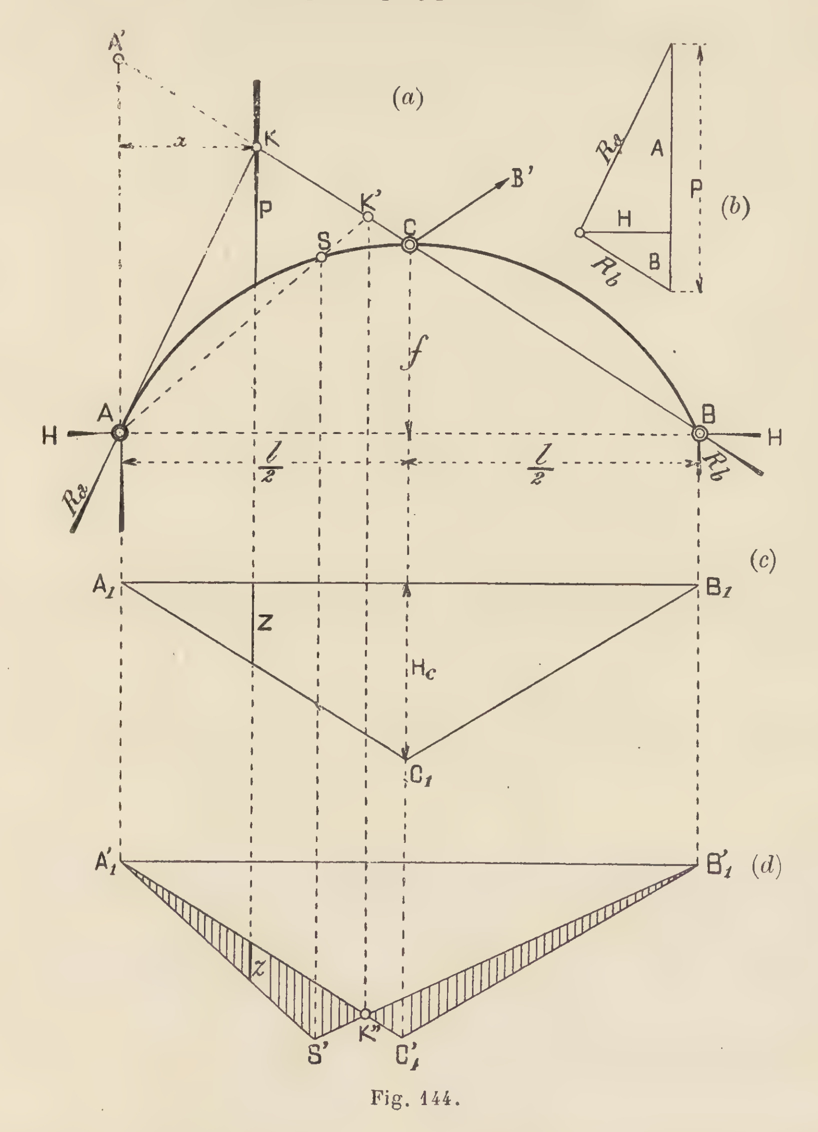



Fig. 144.

La décomposition de la force P suivant les directions des deux réactions $R_a$ et $R_b$ qui l'équilibrent, détermine la grandeur de celles-ci (fig. *b*). Soit H la composante horizontale des réactions $R_a$ et

$R_b$, c'est-à-dire la poussée horizontale de l'arc, A et B étant leurs composantes verticales respectives.

La résultante des deux composantes égales et de sens contraire H étant nulle, les 3 forces P, A et B sont en équilibre.

En d'autres termes, les *composantes verticales* A *et* B *des réactions des appuis s'obtiennent en considérant l'arc comme une poutre simple reposant librement en* A *et* B.

L'examen des figures (*a*) et (*b*) démontre que le triangle AA'K et le polygone des forces (*b*) sont semblables. Il en résulte la relation :

$$\frac{AA'}{x} = \frac{P}{H}; \qquad \text{mais } AA' = 2f.$$

d'où:

$$H = \frac{Px}{2f}$$

*La poussée horizontale* H *de l'arc est proportionnelle à la distance* $x$ *de la force* P *à l'appui* A.

Si la force P agit au milieu C de la portée, la poussée horizontale est égale à :

$$H = \frac{Pl}{4f}$$

Si, pour chaque position de la force P, on porte au-dessous de celle-ci et comme ordonnée $z$ la valeur de la poussée horizontale correspondante de l'arc, on obtient deux droites inclinées limitant le triangle $A_1C_1B_1$ (fig. *c*).

Le triangle $A_1$ $B_1$ $C_1$ constitue la *surface d'influence de la poussée horizontale de l'arc.*

Pour simplifier, on porte, pour la hauteur du triangle $A_1$ $B_1$ $C_1$, au lieu de la valeur H, une longueur égale à $\frac{l}{4}$. Si l'on désigne par $z$ l'ordonnée du triangle au-dessous de la charge P, nous avons la relation :

$$z : \frac{l}{4} = x : \frac{l}{2}$$

d'où :

$$H = \frac{Pz}{f}$$

Si l'arc est sollicité par une série de charges P, la poussée correspondante est égale à :

$$H = \frac{1}{f}(P_1 z_1 + P_2 z_2 + ) = \dots \frac{\Sigma(Pz)}{f}$$

Si les charges P sont égales, nous avons :

$$H = P\frac{\Sigma z}{f}$$

Pour une charge uniformément répartie sur l'horizontale, égale à $p$ par unité de longueur, la poussée H est donnée par l'expression :

$$H = \sum_0^l \frac{pdlz}{f} = \frac{p}{f}\sum_0^l zdl$$

L'expression $\sum_0^l zdl$ est représentée par la surface du triangle ABC égale à :

$$\frac{l \times \frac{l}{4}}{2} = \frac{l^2}{8}$$

On en tire la valeur :

$$H = \frac{pl^2}{8f}$$

Si la force unique P se déplace d'un appui vers l'autre, le point d'intersection K des réactions décrit la ligne A'C'B' dite *ligne d'intersection des réactions.*

### SURFACE D'INFLUENCE DES MOMENTS FLÉCHISSANTS

Considérons (fig. 144a) une section quelconque S de l'arc ACB sollicité par une force unique P. Le moment fléchissant en S est égal à la somme algébrique du moment engendré par les forces verticales P, A et B, et de celui produit par la poussée horizontale H. La surface d'influence cherchée est donc déterminée par la surface $A'_1$ $C'_1$ $B'_1$ relative à H (fig. 144d) et la surface $A'_1$ S' $B'_1$ relative à l'action des forces verticales P, A et B. Le point d'intersection K″ des lignes $A'_1$ $C'_1$ et S' $B'_1$ détermine la position de la force P qui produit un moment fléchissant égal à zéro dans la section S. On l'obtient en abaissant une verticale à partir du point K' commun à la droite A S et à la ligne d'intersection des réactions A' B (fig. 144a).

*Cas simple.* — Si l'on admet (fig. 145) que l'axe de l'arc est *para-*

*bolique* et que la charge permanente et la surcharge sont *uniformément réparties sur l'horizontale,* on obtient les résultats suivants en

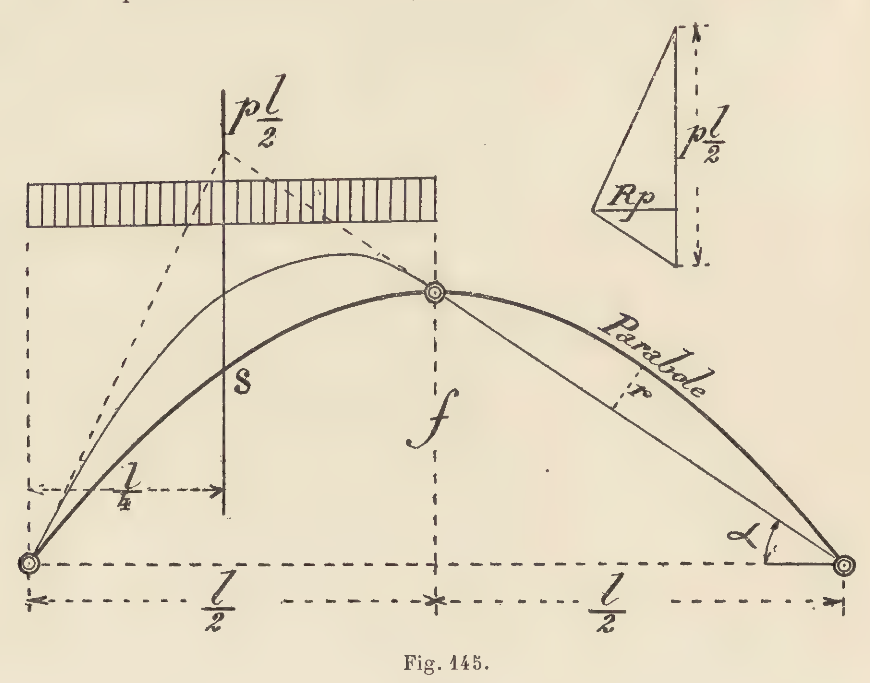



Fig. 145.

désignant par $g$ la charge permanente et par $p$ la surcharge par unité de longueur.

*Poussée maximum à la clef :*

$$H = \frac{(g + p) l^2}{8 f}$$

*Poussée maximum aux naissances :*

$$N = H \sqrt{1 + \frac{16 f^2}{l^2}}$$

Si la surcharge est répartie sur une demi-travée et que l'on envisage la section S située au 1/4 de la portée, nous obtenons :

*Poussee normale due à la charge permanente g :*

$$R_g = \frac{gl^2}{8 f} \sec. \alpha$$

*Poussée normale due à la surcharge p :*

$$R_p = \frac{pl^2}{16\,f} \sec.\alpha$$

$$\sec.\alpha = \sqrt{1 + \frac{4\,f^2}{l^2}}$$

La poussée normale due à la surcharge $p$ agissant sur la section S avec un bras de levier $r = \frac{1}{4} f \cos.\ \alpha$, le moment fléchissant en S est égal à :

$$Ms = \frac{pl^2}{64}$$

EXEMPLE NUMÉRIQUE

*Soit à déterminer les moments fléchissants maxima engendrés dans la section S d'un arc à triple articulation par le passage d'un rouleau compresseur de 30 tonnes (fig. 146).*

Corde de l'arc = 20 mètres, flèche = 5 mètres.

Nous traçons, en premier lieu, la surface d'influence $A_1C_1B_1$ de la poussée horizontale dont l'ordonnée médiane est égale (en prenant pour P le poids d'un rouleau, soit 15 tonnes), à :

$$H = \frac{15^T \times 20^m}{4 \times 5^m} = 15 \text{ tonnes.}$$

La droite AS détermine, sur la ligne des réactions BC, le point K' par lequel passe la force qui produit en S un moment fléchissant égal à zéro. La verticale K' K'' détermine à son tour, sur $A_1C_1$, le point de passage de la droite $B_1S'$ appartenant à la surface d'influence du moment engendré en S par les réactions verticales des appuis.

Pour déterminer l'échelle de la surface d'influence, il suffit de remarquer qu'une force $P = 15^T$ agissant au milieu de la portée, provoque une poussée horizontale égale. L'action de cette poussée horizontale, représentée par la longueur H de l'épure, représente un moment de flexion égal à :

$$15^T \times 4^m \text{ (ordonnée du point S)} = 60^{Tm}.$$

Les positions les plus défavorables du rouleau, pour lesquelles la somme des ordonnées de la surface d'influence comprise entre les

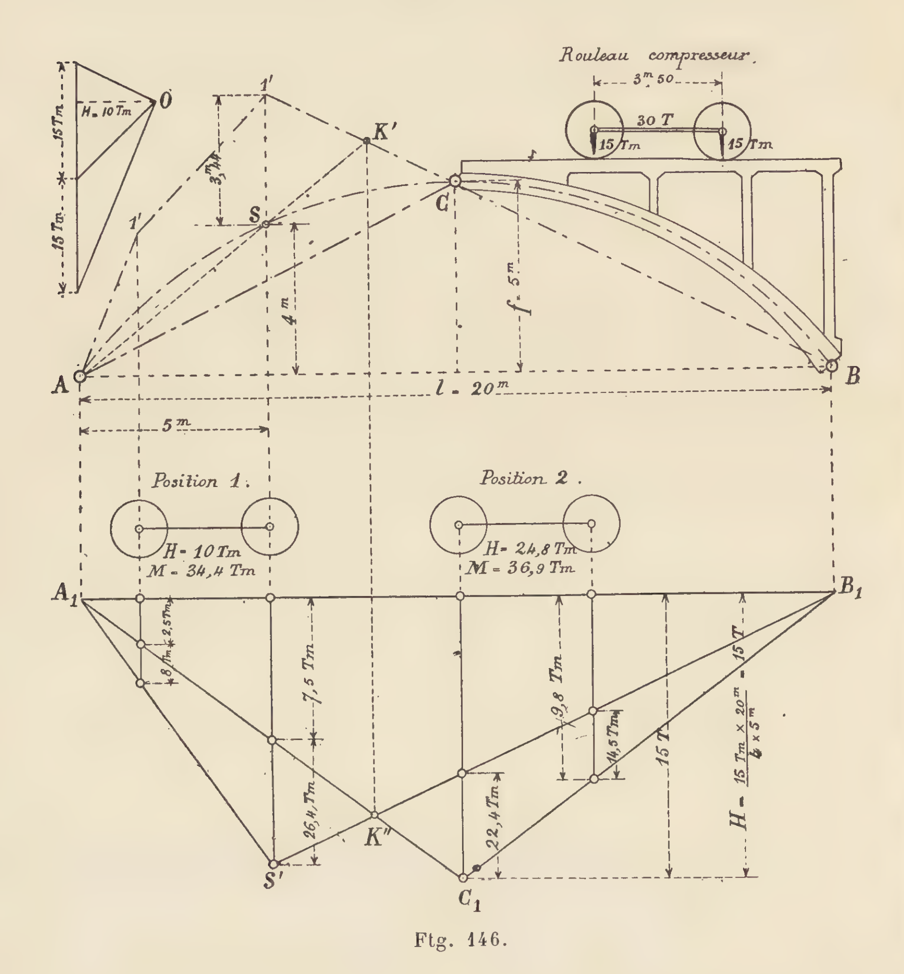



Fig. 146.

polygones $A_1C_1B_1$ et $A_1S'B_1$ est maximum, sont indiquées sur l'épure et correspondent aux résultats suivants :

*Moment positif maximum* (Position 1) $= +$ *34*$^{Tm}$*, 4* (Poussée horizontale correspondante $=$ 10 $^{T}$).

*Moment négatif maximum* (Position 2) $= -$ *36* $^{Tm}$. *9* (Poussée horizontale correspondante $=$ 24 $^{T}$, 8).

### ARCS HYPERSTATIQUES

210. Les arcs ayant moins de 3 articulations sont hyperstatiques et leur calcul doit s'effectuer par la théorie des déformations élastiques dont l'application aux voûtes en maçonnerie a été justifiée par les expériences des ingénieurs autrichiens de 1895.

Il convient d'envisager deux cas, suivant qu'il se produit ou non dans les arcs des efforts moléculaires de traction.

Premier cas. — L'arc ne subit que des efforts de compression.

Cette condition est réalisée lorsque la ligne des pressions passe à l'intérieur du noyau central de chaque section. Le coefficient d'élasticité du béton comprimé étant sensiblement constant dans les limites des efforts admises, on transforme alors chaque section hétérogène en une section homogène fictive, en remplaçant les sections de métal par des sections de béton $m$ fois plus grandes ($m$ étant le coefficient d'équivalence des armatures longitudinales). Les armatures transversales, étriers, frettes, etc., qui jouent un rôle actif dans la résistance des sections, sont, en général, négligées dans les calculs des déformations en raison de leur rôle secondaire à ce point de vue.)

Le calcul d'un arc en béton armé s'effectue alors, avec une exactitude pratiquement suffisante, comme celui d'un arc métallique et ne présente aucune particularité.

Deuxième cas. — *L'arc subit des efforts moléculaires de traction.*

Les expériences de M. Considère ont démontré que le coefficient d'élasticité du béton armé soumis à la traction reste sensiblement constant aussi longtemps que les allongements qu'il subit sont inférieurs ou égaux à ceux qu'il pourrait subir sans se rompre s'il n'était pas armé. Lorsque les déformations dépassent cette limite, le béton s'allonge de plus en plus sans que sa tension s'accroisse notablement et, par suite, son coefficient d'élasticité devient presque nul.

D'autre part, le béton peut être interrompu dans certains cas par des fissures, même avant sa mise en charge.

Il résulte de ces faits que le moment d'inertie effectif d'une section

est d'autant plus faible que les allongements des fibres soumises à la traction sont plus élevés. En d'autres termes, une voûte en béton armé subissant des efforts moléculaires de traction, est assimilable à un arc dont le moment d'inertie varie, pour chaque section, suivant l'intensité de l'effort sollicitant.

Le calcul d'un tel arc pourrait être effectué exactement, au moins par tâtonnements, si la loi qui lie la valeur du moment d'inertie de chaque section à sa sollicitation, était nettement définie; mais l'incertitude qui règne presque toujours sur le fonctionnement du béton tendu rendrait illusoire l'exactitude d'un calcul de ce genre.

On se contente donc, en général, en pratique, de calculer les arcs en béton armé par la méthode indiquée au cours du chapitre précédent, même si des efforts moléculaires de traction peuvent se produire. Il est toutefois prudent, dans ce dernier cas, de tenir compte de l'incertitude des résultats obtenus, en abaissant le travail théorique des matériaux au-dessous des limites fixées pour le cas où les efforts sollicitants peuvent être déterminés avec précision.

## ARC A 2 ARTICULATIONS

211. Le calcul des arcs à 2 articulations est notablement simplifié si l'on fait les deux hypothèses suivantes.

*L'axe de l'arc est une parabole tendue. Son moment d'inertie varie proportionnellement à la sécante de l'angle formé par l'axe de l'arc avec l'horizontale.*

En un point quelconque de l'arc, le moment d'inertie est donc égal à $I = \frac{I_0}{\cos \alpha}$, $I_0$ étant le moment d'inertie à la clef. La valeur de I augmente progressivement de la clef aux naissances.

Il va sans dire que le degré d'exactitude des résultats obtenus est d'autant moins élevé que les divergences entre les hypothèses ci-dessus et les conditions réelles sont plus accentuées. Toutefois, pour le plus grand nombre des applications courantes, les résultats de la méthode approximative diffèrent assez peu des résultats des méthodes exactes pour que l'on puisse les envisager, sans erreur notable, comme conformes à la réalité.

LIGNE D'INTERSECTION DES RÉACTIONS.

Les deux hypothèses précitées ramènent la ligne d'intersection KL des réactions (fig. 147 a) à une courbe du troisième degré définie par l'équation :

$$K = \frac{2\, l^2 m}{l^2 + lx - x^2}$$

(a)

(b)

Fig. 147.

K étant l'ordonnée et $x$ l'abscisse (fig. 147a).

La valeur $m$ est égale à $m = 4/5\, f + \dfrac{3\, I_0}{2\Omega f}$

$I_0$ étant le moment d'inertie et $\Omega$ la section à la clef de l'arc.

Pour $x : l =$ 0,0, 0,1, 0,2, 0,3, 0,4, 0,5.

On obtient : K : $m$ = 2,00, 1,835, 1,724, 1,653, 1,613, 1,600

Ce tableau permet de tracer rapidement la ligne d'intersection des réactions.

### SURFACE D'INFLUENCE DE LA POUSSÉE HORIZONTALE H.

Elle est limitée par la courbe $A_1$ $B_1$ d'ordonnée $z$ et l'axe des abscisses, $z$ étant défini par l'équation : (fig. 147b).

$$z = \frac{x\,(l - x)(l^2 + lx - x^2)}{2l^3}$$

Le tableau ci-après permet de tracer rapidement la courbe d'ordonnée $z$.

Pour $x : l =$ 0,0, 0,1, 0,2, 0,3, 0,4, 0,5.
On obtient : $z : l =$ 0,000, 0,049, 0,093, 0,127, 0,149, 0,156.

### ACTION DE LA CHARGE PERMANENTE

Nous supposons, pour simplifier, que la charge permanente est uniformément répartie sur l'horizontale et qu'elle est égale à $g$ par unité courante.

La poussée horizontale est égale dans ce cas à :

$$Hg = \frac{gl^2}{10m}$$

Si le moment d'inertie de l'arc est très petit, $m$ diffère peu de $\frac{4}{5}f$ et la poussée de $Hg = \frac{gl^2}{8f}$, comme pour l'arc à 3 articulations.

Dans ce cas limite, la ligne des pressions coïncide avec l'axe de l'arc qu'elle surpasse dans tout autre cas. A mesure que le moment d'inertie de l'arc augmente, la ligne des pressions s'éloigne de l'axe de celui-ci. En d'autres termes, les moments fléchissants dans l'arc augmentent avec sa rigidité.

L'excentricité de la poussée à la clef est égale à :

$$e = \frac{15Io}{8\Omega f}$$

### ACTION DE LA CHARGE ACCIDENTELLE

Le tracé des surfaces d'influence est identique à celui que nous avons décrit au sujet de l'arc à 3 articulations, les lignes d'intersec-

tion des réactions et celle limitant la surface d'influence de la poussée horizontale qui étaient alors rectilignes, sont, comme nous l'avons supposé, curvilignes pour l'arc à 2 articulations.

La détermination des moments fléchissants maxima et minima est notablement simplifiée si l'on admet que la charge accidentelle est uniformément répartie sur l'horizontale et que le moment d'inertie de l'arc est infiniment petit.

La limite de charge pour une section quelconque C est déterminée, comme précédemment, par le point d'intersection E de la réaction AC avec la ligne d'intersection des réactions KL. Le moment fléchissant positif maximum sera produit en chargeant l'arc de K à E et le moment négatif maximum en le chargeant de E à L.

L'action simultanée de ces deux cas de charge correspond à la charge totale de l'arc. Or, le moment d'inertie de l'arc étant égal à zéro par hypothèse, l'excentricité de la ligne des pressions est nulle et celle-ci coïncide avec l'axe de l'arc. La somme des moments fléchissants maxima étant par conséquent nulle pour toute section C, il en résulte que ces moments sont égaux en valeur absolue.

Le moment fléchissant maximum se produit à une distance horizontale égale à 0,2297 $l$ des naissances, soit environ au 1/4 de la portée. Il atteint la valeur :

$$M \text{ max.} = 0{,}0165\, pl^2, \text{ soit } \frac{pl^2}{60} \text{ en chiffres ronds.}$$

Au *milieu de la portée*, le moment maximum atteint la valeur :

$$M = 0{,}0074\, pl^2, \text{ soit :}$$

$$M = \frac{pl^2}{135} \text{ en chiffres ronds.}$$

### ACTION DES VARIATIONS LINÉAIRES

Les variations linéaires sont engendrées par le retrait de prise du béton dont on peut réduire l'action par des solutions de continuité provisoires et les variations thermiques auxquelles on ne peut se soustraire.

Pendant sa prise et son durcissement, le béton conservé à l'air

subit un retrait qui varie de 0,0003 à 0,0004. Quant à la température, elle produit une variation de dimensions, au-dessus et au-dessous de la moyenne, comprise entre 0,00015 et 0,00025 en général dans nos climats.

Si l'on désigne par $n$ la variation linéaire unitaire et par T la poussée ou traction qu'elle provoque et qui passe par les articulations, nous avons l'égalité :

$$T = \frac{3nEIo}{2fm}$$

E étant le coefficient d'élasticité du béton.

### EXEMPLE NUMÉRIQUE

*Soit à déterminer les efforts moléculaires maxima engendrés à la clef d'un arc à deux articulations par l'action simultanée :*

a) *D'une charge permanente uniforme de 5.000 kgr. par mètre linéaire ;*

b) *D'une charge accidentelle de 500 kgr. par mètre linéaire ;*

c) *D'un écartement des culées de 2 millimètres.*

La fig. 148 représente l'arc qui mesure 20 mètres de corde et 5 mètres de flèche.

A la clef, la section extérieure de béton mesure :

0,40 m. × 1,00 m. et l'armature se compose de 10 aciers de 16 mm. dont 5 à l'intrados et 5 à l'extrados.

En multipliant les sections d'acier par le coefficient d'équivalence 15, afin de les réduire en sections fictives de béton, on obtient les résultats suivants :

*Section à la clef:*

| | | |
|---|---|---|
| Béton : 40 cm. × 100 cm. | = | 4.000 cm² |
| Acier : 10 × 2 cm² × 15 | = | 300 cm² |
| Section totale : | = | 4.300 cm² |

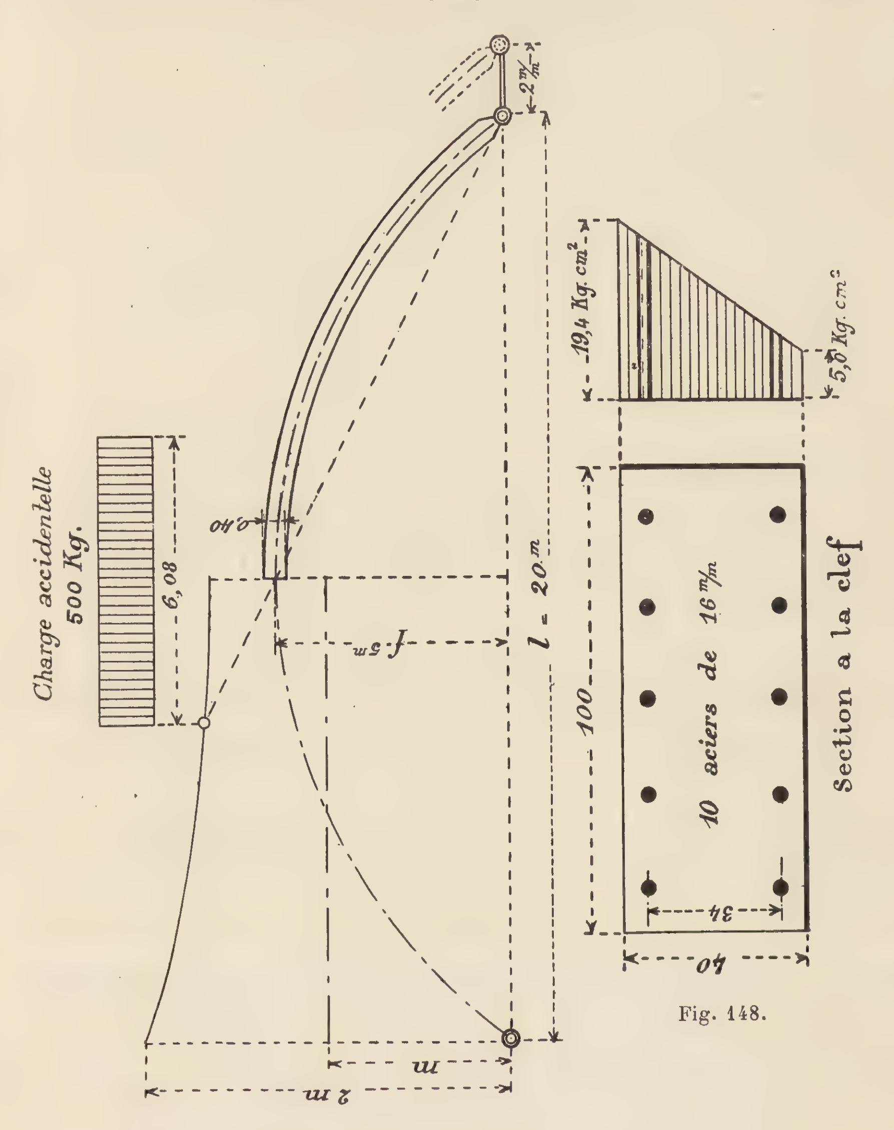



Fig. 148.

*Moment d'inertie à la clef :*

$$\text{Béton} : \frac{100 \text{ cm.} \times \overline{40 \text{ cm}}^3}{12} = 533.300 \text{ cm}^4$$

$$\text{Acier} : 10 \times 2 \text{ cm}^2 \times 15 \times \left(\frac{34}{2}\right)^2 = 86.700 \text{ cm}^4$$

$$\text{Moment d'inertie total} : = \overline{620.000 \text{ cm}^4} = I_0$$

ACTION DE LA CHARGE PERMANENTE.

$g = 5.000$ kgr. $= 5^{\,T}$ par mètre linéaire.

*Excentricité de la poussée à la clef :*

$$e = \frac{15\ I_0}{8\ \Omega f} = \frac{15 \times 620.000\ \text{cm}^4}{8 \times 4.300\ \text{cm}^2 \times 500\ \text{cm.}} = 0{,}54\ \text{cm.}$$

$$m = 4/5 \times 500 + \frac{3 \times 620.000\ \text{cm}^4}{2 \times 4.300 \times 500} = 400{,}43\ \text{cm.}$$

*Poussée horizontale :*

$$Hg = \frac{gl^2}{10\ m} = \frac{5 \times \overline{20}^2}{10 \times 4{,}0043} = 50\ \text{tn.}$$

*Moment fléchissant à la clef :*

$$Mg = 50^{\,T} \times 0{,}54\ \text{cm.} = 27^{\,Tcm.}$$

ACTION DE LA CHARGE ACCIDENTELLE

$p = 500$ kgr. $= 0^T{,}5$ par mètre linéaire.

*Moment fléchissant maximum :*

(Charge accidentelle répartie sur 6 m. 08 au milieu de la portée, fig. 148).

$$Mp = 1{,}48^{\,Tm.} = 148^{\,Tcm.}$$

La *poussée horizontale* correspondant au moment fléchissant positif est égale à :

$$Hp = 0{,}057\ \frac{pl^2}{f} = \frac{pl^2}{17{,}5f} = 2{,}3\ \text{tonnes.}$$

ACTION DE L'ÉCARTEMENT DES CULÉES

Un déplacement de 2 mm. correspond à une variation linéaire de :

$$\frac{2\ \text{millimètres}}{20\ \text{mètres}} = 0{,}0001$$

L'effort horizontal T est égal à :

$$T = \frac{3\ n.E.\ I_0}{2 f.m}$$

soit : $$T = \frac{3 \times 0{,}0001 \times 200 \text{ tn cm}^2 \times 620.000 \text{ cm}^4}{2 \times 500 \text{ cm.} \times 400{,}43 \text{ cm.}} = 0^T{,}093$$

Le moment fléchissant à la clé, de sens positif est égal à :

$$Mt = 0{,}093 \text{ tn.} \times 500 \text{ cm.} = 47 \text{ cm. tn.}$$

RÉSUMÉ DES EFFORTS :

*Moment fléchissant total :*

| | |
|---|---|
| Charge permanente . . . . . | 27 T. cm. |
| Charge accidentelle. . . . . | 148 — |
| Ecartement des culées . . . . | 47 — |
| $Mf =$ . . . | 222 T. cm. |

*Poussée horizontale :*

| | |
|---|---|
| Charge permanente. . . . . . | + 50 T. |
| Charge accidentelle . . . . . | + $2^T3$ |
| Ecartement des culées . . . . . | — $0^T093$ |
| H = . . | $52^T2$ (rond) |

*Efforts moléculaires dans la voûte:*

$$n = \frac{H}{\Omega} \pm \frac{Mfv}{I_0}$$

$v$ = distance des fibres extrêmes à l'axe de gravité de la section = 20 cm.

$$n = \frac{52.200 \text{ kgr.}}{4.300 \text{ cm}^2} \pm \frac{222.000 \text{ cm. kgr.} \times 20 \text{ cm.}}{620.000 \text{ cm}^4} = 12{,}2 \pm 7{,}2$$

| | |
|---|---|
| *Compression maximum du béton* (*extrados*) . . . . . . . . | 19,4 kgr. : cm² |
| *Compression minimum du béton* (*intrados*) . . . . . . . . | 5 kgr. : cm² |

ARC SANS ARTICULATION

212. Nous ferons les mêmes hypothèses relatives à la forme de l'arc et à la variation de son moment d'inertie que pour l'arc à deux articulations.

Si une force verticale P se déplace (fig. 149) de A vers B, le

point d'intersection E des réactions R et R′ décrit une droite KL,

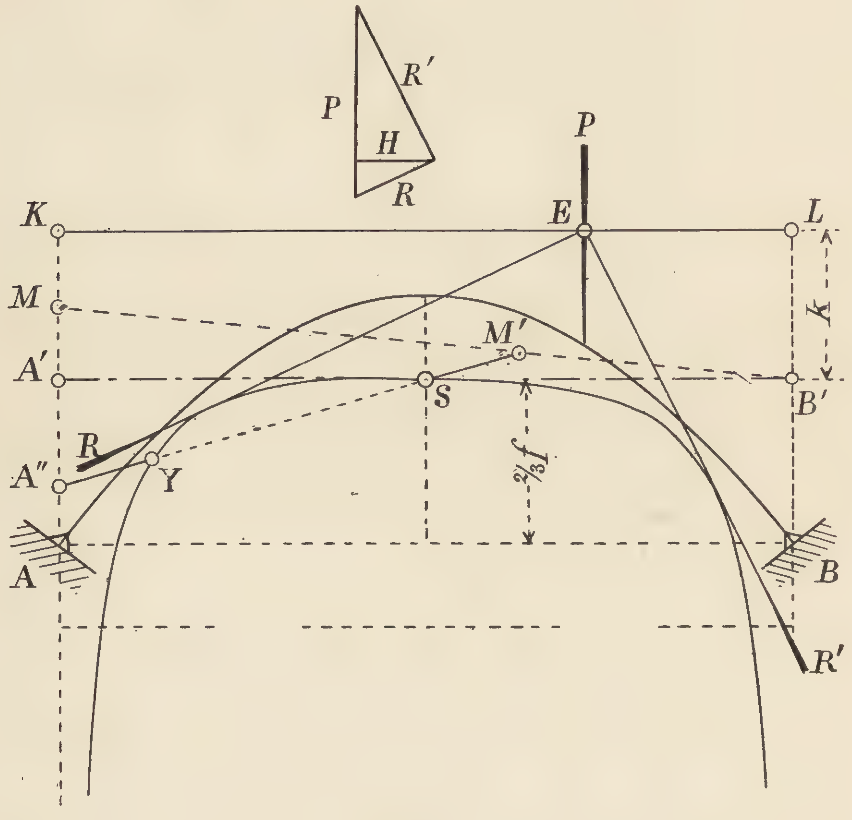



Fig. 149.

tandis que chacune d'elles enveloppe une hyperbole nommée « ligne enveloppe des réactions ».

### LIGNE D'INTERSECTION DES RÉACTIONS

Le centre élastique S de l'arc est situé aux 2/3 de la hauteur de la flèche $f$. La ligne d'intersection des réactions KL est parallèle à la corde de l'arc. Sa distance au centre S est égale à :

$$K = \frac{8f}{15} + \frac{6i^2}{f}$$

$i$ étant le rayon de giration de la section à la clé de l'arc :

$$\left(i = \sqrt{\frac{I_0}{\Omega}}\right)$$

LIGNE ENVELOPPE DES RÉACTIONS

L'hyperbole enveloppe de la réaction R passe par le centre élastique S de l'arc. L'une des assymptotes est la verticale passant par A ; quant à l'autre, elle passe par le point M situé à égale distance des points K et A' et par le point B'.

Pour tracer l'hyperbole, on fait passer par le centre S une droite quelconque rencontrant la verticale, passant par A, en A'' et la droite MB' en M'.

Le point d'intersection Y de la sécante A''SM' avec l'hyperbole est déterminé par l'égalité :

$$A''Y = SM'$$

La ligne enveloppe de la réaction R' est naturellement symétrique.

ACTION DE LA CHARGE PERMANENTE

En désignant, comme précédemment, par $g$ la charge permanente par unité courante, la flèche $f'$ de la ligne des pressions est égale à :

$$f' = f + \frac{45\ I_0}{4f\Omega}$$

Par suite, la poussée horizontale est égale à :

$$Hg = \frac{gl^2}{8f'}$$

La ligne des pressions passe, à la clef, à une distance égale à $\frac{15\ I_0}{4f}$ au-dessus et aux naissances à une distance (mesurée verticalement) égale à $\frac{15\ I_0}{2f\Omega}$ au-dessous de l'axe de l'arc.

Remarquons, en passant, que si l'on envisage le cas d'une section rectangulaire homogène, on constate que l'excentricité de la poussée à la clef est proportionnelle au carré de l'épaisseur de l'arc en ce

point, tandis que la règle empirique de Méry admet qu'elle est proportionnelle à cette épaisseur même.

### ACTION DE LA CHARGE ACCIDENTELLE

Comme pour les types d'arc précédents, la méthode la plus simple consiste à procéder par *surfaces d'influence*, comme nous l'avons fait dans l'exemple numérique ci-après.

### ACTION DES VARIATIONS LINÉAIRES

La poussée ou traction engendrée par les variations linéaires est parallèle à la corde de l'arc et passe par le centre S. Elle a pour valeur, en adoptant les notations du chapitre précédent :

$$T = \frac{45n.E.I_0}{4f^2 + (45i^2)}$$

En négligeant la valeur 45 $i^2$ entre parenthèses, les moments fléchissants engendrés par les variations thermiques sont respectivement égaux à :

$$M_c = \frac{45nEI_0}{12f} \qquad \text{à la clef}$$

et

$$M_n = \frac{45nEI_0}{6f} \qquad \text{aux naissances.}$$

### EXEMPLE NUMÉRIQUE

*Soit à déterminer la surface d'influence relative aux moments fléchissants de la section aux naissances d'un arc sans articulations* (fig. 150).

Envisageons, comme au chapitre précédent, un arc de 20 mètres de corde, 5 mètres de flèche et dont la section à la clef mesurant 0 m. 40 × 1 mètre est armée par 10 aciers de 16 mm.

Nous aurons, comme précédemment :

Moment d'inertie à la clef : $I_0 = 620.000$ cm$^4$ ;

Section à la clef : = 4300 cm$^2$.

Le centre S se trouve à une distance égale à :

$\frac{2}{3} \times 5$ m. $= 3{,}333$ m. au-dessus de la corde AB de l'arc.

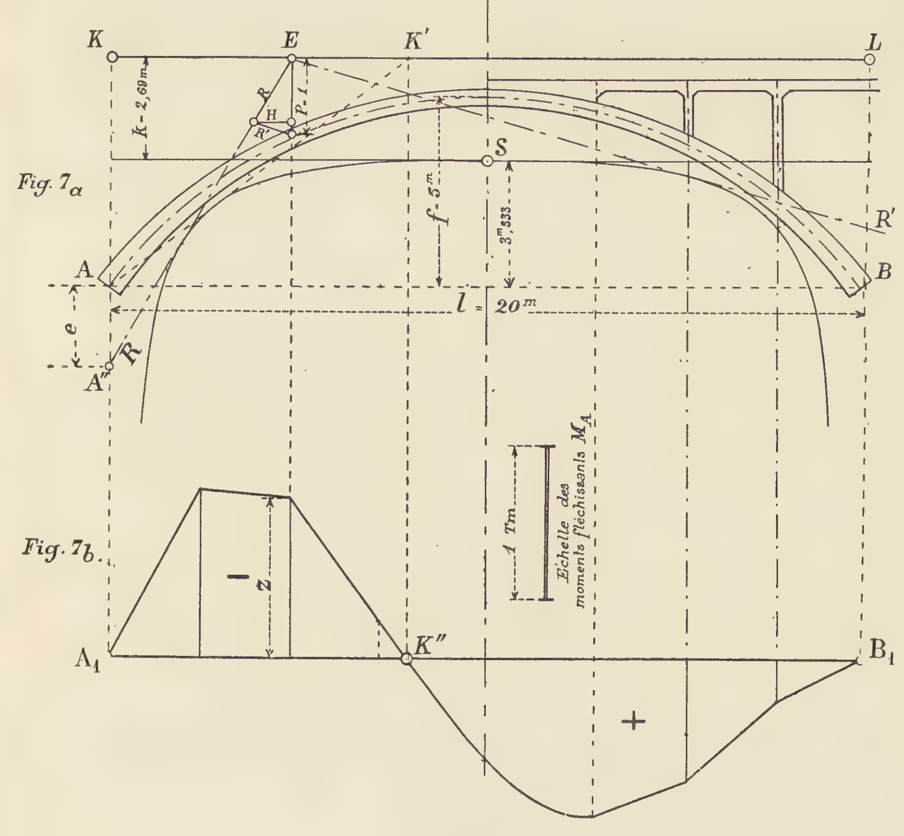



Fig. 150.

La distance $k$ de la ligne d'intersection KL des réactions au-dessus du centre S est égale à :

$$k = \frac{8}{15} f + \frac{6i^2}{f} = \frac{8 \times 500 \text{ cm}}{15} + \frac{6 \times 144}{500} = 267 + 1{,}73$$

$$k = 2 \text{ m. } 69.$$

$$\left( i^2 = \frac{I_0}{\Omega} = \frac{620.000}{4.300} = 144 \right)$$

Le tracé de l'hyperbole enveloppe des réactions s'effectue par points, comme indiqué précédemment.

Pour obtenir la surface d'influence des moments fléchissants dans la section A, faisons agir sur l'arc, à l'emplacement du 2e montant vertical par exemple, une force P égale à l'unité. Par le point d'intersection E de la force P avec la ligne KL, nous menons deux tangentes à l'hyperbole enveloppe des réactions. Ces tangentes déterminent les réactions R et R′ de l'arc.

La grandeur de ces réactions et, par suite, celle de leur composante horizontale H, s'obtiennent en décomposant la force P suivant les directions de R et R′.

Désignons par A″ le point d'intersection de la réaction R avec la verticale passant par A et par $e$ la distance A A″.

Le moment fléchissant M que subit la section aux naissances sous l'action de la force P est égal à : $M_A = H.\ e$

Comme l'indique la figure, ce moment est négatif pour la position de la force P considérée.

On obtient à l'échelle :

$$H = 0{,}50 \text{ tonne} \quad e = 2{,}00 \text{ mètres.}$$

d'où : $$M_A = 0{,}5 \text{ tn} \times 2\ m = 1 \text{ T}.m$$

Nous portons donc, au-dessous de la force P et à partir de l'axe $A_1$ $B_1$ une ordonnée $z$ égale à 1 dans le sens des moments fléchissants négatifs.

En répétant la même opération pour toutes les positions de la force P, on obtient la surface d'influence cherchée.

La tangente à l'hyperbole enveloppe des réactions passant par le point A, détermine, sur la droite K L, le point K′ par lequel passe la force P qui produit un moment fléchissant égal à zéro dans la section aux naissances A. La verticale abaissée de K′ sur $A_1$ $B_1$ détermine le point d'ordonnée nulle K″ de la surface d'influence.

Il convient de remarquer que sur les parties de l'arc où les charges P sont transmises par l'intermédiaire des montants verticaux, la ligne d'influence est rectiligne entre ces montants (la rigidité du tablier étant supposée négligeable). Sur la partie centrale de l'arc, par contre, où les charges P agissent directement sur la voûte, la ligne d'influence est curviligne.

ARCS CONTINUS

213. On désigne par « arcs continus » les arcs à plusieurs travées solidaires.

Les différents types d'arcs continus sont trop nombreux pour qu'il soit possible de les envisager tous dans cette note sommaire. Nous renvoyons pour cela aux ouvrages spéciaux (1).

Nous nous bornerons donc à rappeler les principales caractéris-

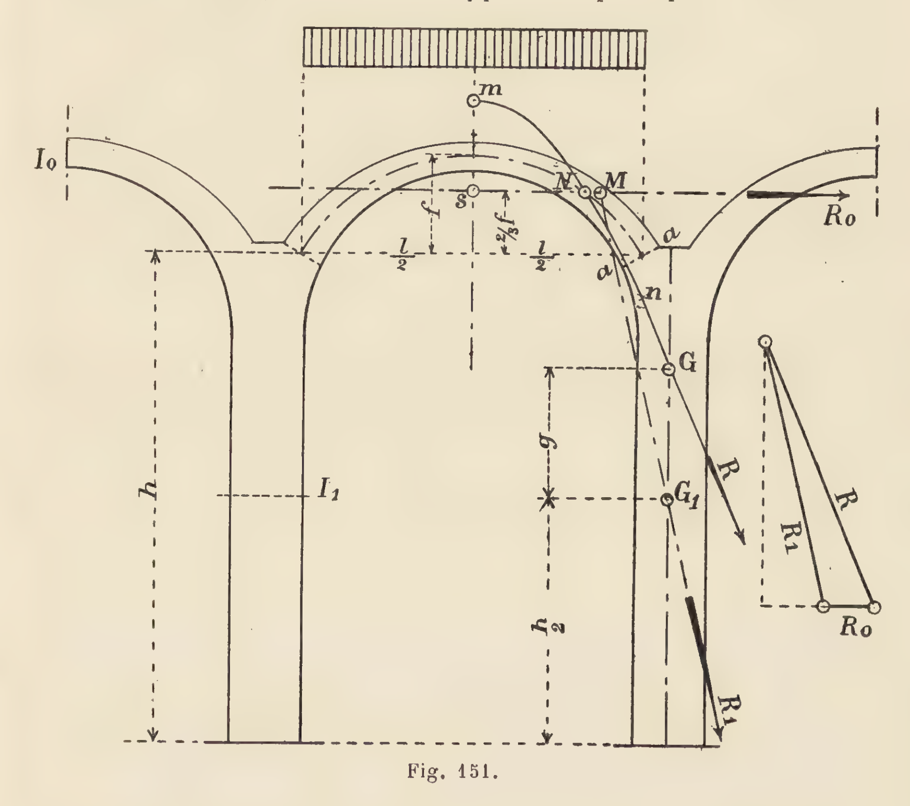



Fig. 151.

tiques du type le plus répandu, pris sous sa forme la plus simple, c'est-à-dire de l'*arc continu sans articulation composé de voûtes et de piles identiques* (fig. 151).

(1) *Théorie générale de l'arc élastique continu sur appuis rigides* (librairie Béranger, 1903) et *Note sur le calcul des ponts en maçonnerie à plusieurs arches* (Génie civil, 1903 et 1908), par Henry LOSSIER.

ACTION DE LA CHARGE PERMANENTE.

Toutes les travées étant également chargées sous l'action de la charge permanente, les extrémités des piles peuvent être considérées comme fixes. Par suite, chaque voûte doit être envisagée comme un arc simple sans articulation et calculée comme tel. Chaque pile supporte une compression axiale égale à la charge permanente d'une travée.

ACTION DE LA CHARGE ACCIDENTELLE.

Si la charge accidentelle est appliquée également sur toutes les travées, le calcul s'effectue comme pour la charge permanente.

Il n'en est pas de même si la charge accidentelle n'intéresse *qu'une seule travée.* Dans ce cas, les extrémités des piles supportant la voûte chargée se déplacent sous l'action de la poussée de cette dernière en provoquant une réaction réflexe des parties adjacentes de l'ouvrage.

La détermination des efforts exposée en 1903 dans le Génie civil par le soussigné sous le titre « *Note sur le calcul des ponts en maçonnerie à plusieurs arches* » est notablement simplifiée si l'on fait les hypothèses suivantes :

A. — Les hypothèses 4 et 5 ont été justifiées par le soussigné (Note sur le Calcul des Ponts en maçonnerie à plusieurs arches, *Génie Civil,* 1908) pour des ouvrages à 3 et 5 travées ayant les caractéristiques suivantes :

PILES

| | |
|---|---|
| Epaisseur au niveau du centre d'intrados . . . | 5 m. 20 |
| Largeur — — — . . . | 8 m. 40 |
| Epaisseur à 20 mètres au-dessous — . . . | 6 m. 30 |
| Largeur — — — . . . | 10 m. 85 |
| Epaisseur à 50 mètres au-dessous — . . . | 9 m. 45 |
| Largeur — — — . . . | 14 m. 90 |

VOUTES

| | |
|---|---|
| Largeur . . . . . . . . . . . . . . . . . | 8 m. 40 |
| Epaisseur à la clef. . . . . . . . . . . . | 1 m. 30 |
| Epaisseur aux naissances. . . . . . . . . . | 2 m. 60 |
| Rayon de l'intrados . . . . . . . . . . . | 12 m. 915 |

L'extension de ces hypothèses à d'autres types d'ouvrages peut conduire à des résultats d'autant moins exacts que ceux-ci diffèrent davantage des types envisagés au cours de la note précitée.

1° L'axe de chaque voûte est une parabole tendue.

2° Le moment d'inertie de chaque voûte varie de la clef aux naissances, dans le rapport $\frac{\Delta s}{\Delta x}$, $\Delta s$ étant la longueur d'un élément et $\Delta x$ celle de sa projection horizontale.

3° La section des piles est constante sur toute leur hauteur.

4° Les plans d'appui de la voûte chargée se déplacent parallèlement à eux-mêmes.

5° Les extrémités des voûtes adjacentes à la travée chargée sont fixes.

Le centre élastique S des voûtes se trouve alors situé aux 2/3 de leur flèche $f$ et le centre élastique $G_1$ des piles est situé à la moitié de leur hauteur $h$.

Si l'on désigne par $I_0$ le moment d'inertie de la clef des arcs et par $I_1$ celui des piles, les centres élastiques G des plans d'encastrement *aa* des voûtes sont situés, au-dessus des centres $G_1$ et sur l'axe des piles, à une distance :

$$g = \frac{H_0 \left(\frac{h}{2} + \frac{2f}{3}\right)}{H_0 + H_1}$$

expression dans laquelle

$$H_0 = \frac{45\, I_0}{41 f^2} \text{ et } H_1 = \frac{12\, I_1}{h^3}$$

Si la charge accidentelle *est uniformément répartie sur l'horizontale*, la ligne des pressions est une parabole *mn* symétrique par rapport à la verticale passant par S et dont la tangente en *m* est par conséquent horizontale.

La parabole *mn* est déterminée par les deux conditions suivantes :

Elle passe par le point d'intersection N de l'axe de la voûte avec l'horizontale menée par le centre S.

Sa tangente en *n* passe par le centre G.

Elle s'obtient graphiquement sans aucune difficulté.

La poussée oblique R exercée par la voûte sur son plan d'appui *aa* se décompose en 2 résultantes :

L'une $R_0$, horizontale, et passant par le centre S, qui est équilibrée par la résistance de la voûte adjacente à la travée chargée ;

L'autre $R_1$ passant par le centre $G_1$ et qui est équilibrée par la résistance de la pile; la composante $R_1$ passe, en outre, par le point d'intersection M des forces R et $R_o$.

La sollicitation de la voûte chargée et des voûtes et piles adjacentes est ainsi complètement déterminée.

Dans un *arc simple, sans articulation*, les moments fléchissants maxima aux naissances sont engendrés par la *charge partielle* de l'arc.

Dans les types *d'arcs continus* envisagés par le soussigné dans sa « Note sur les ponts en maçonnerie à plusieurs arches, *Génie Civil*, 1908 », c'est la *charge totale* d'une voûte qui provoque les moments fléchissants maxima aux naissances de celle-ci de même qu'au sommet et à la base des piles adjacentes.

Henry Lossier,
Ancien professeur agrégé à l'École Polytechnique de Zürich
et à l'Université de Lausanne.

---

# CHAPITRE XX

## RÉSERVOIRS

214. Différentes sortes de réservoirs. — Les réservoirs constituèrent avec les tuyaux une des premières applications du ciment armé ; des bacs, pièces d'eau, bassins etc., furent construits en ciment avec ossature métallique, bien longtemps avant l'apparition des planchers et ponts. Joseph Monier avait en effet remarqué que l'insertion dans l'épaisseur d'un tuyau en mortier de ciment d'une ossature métallique permettait une diminution sensible de la paroi en béton ; mais aucune méthode de calcul n'avait été donnée pour l'emploi rationnel des deux matériaux et les applications du système se réduisirent pendant un temps assez long à la fabrication de récipients de faible capacité ; ce n'est que plus tard vers 1880 ou 1885 que des réservoirs cylindriques de grand diamètre furent construits en ciment armé et immédiatement on put se rendre compte des précieux avantages que ce système de construction présentait sur la fonte ou l'acier. Au point de vue de leur forme même, nous diviserons les réservoirs en deux catégories : cylindrique et rectangulaire, chacun d'eux pouvant être enterré ou posé simplement sur le sol ou construit sur pylône.

215. Etanchéité, coffrage et exécution. — Le mortier de ciment employé pour les réservoirs étant composé d'environ moitié de sable, moitié de liant, s'applique très bien à la truelle et s'utilise sans pilonnage ; le coffrage est disposé alors suivant le diamètre extérieur du réservoir et l'armature est mise en place par tronçons au fur et à mesure de l'avancement des travaux ; cependant lorsque l'épaisseur de la paroi atteint 16 à 20 cm. le pilonnage est néces-

saire et on opère comme s'il s'agissait d'un mur ou d'une cloison ordinaire.

L'étanchéité exige des mailles assez resserrées comme armature, aussi est-il d'usage de considérer l'écartement de 0 m. 10 à 0 m. 14 comme maximum pour les barres de parois et du fond ; en outre ces barres seront ligaturées ensemble pour former un tout rigide et les joints ne devront pas se trouver tous sur une même section verticale ; à cause de la porosité du mortier de ciment l'étanchéité n'est obtenue d'une façon parfaite qu'après plusieurs remplissages et quelques semaines de mise en service.

216. Réservoirs cylindriques. — Toutes les villes exigeant pour leur alimentation de vastes bassins d'une contenance dépassant souvent plusieurs milliers de mètres cubes, les réservoirs en ciment armé sont devenus d'une application très fréquente, et la forme circulaire est celle qui convient le mieux au point de vue économique. Les murs en maçonnerie demandaient en effet des épaisseurs considérables, atteignant jusqu'à 2 et 3 mètres, et exigeant eux-mêmes des fondations en conséquence, alors qu'avec l'emploi du ciment armé on peut se contenter de 0 m. 10 à 0 m. 50 d'épaisseur y compris les contreforts, si ceux-ci sont nécessaires et on supprime les fondations qui avec ces épaisseurs minimes deviennent inutiles.

Nous avons déjà donné le calcul des parois des réservoirs cylindriques dans le chapitre traitant des pièces tendues ; nous ne reviendrons pas sur ce point et nous signalerons seulement que, lorsque le réservoir est enfoui dans le sol et vide, il faut tenir compte de la poussée des terres qui se traduit par un effort de compression, car on peut assimiler les parois à un tuyau supportant une pression extérieure égale à la poussée des terres, cas que nous avons déjà traité. Lorsque le réservoir sera établi sur pylône ou sur une tour, on devra vérifier que la stabilité de l'ensemble se trouve assurée sous l'effet des plus grands vents et on calculera le pylône en conséquence. Enfin si la couverture est plane, elle ne différera pas d'un plancher ordinaire et si elle est en forme de dôme comme le cas se présente le plus souvent, on appliquera les formules ci-après :

Calcul d'une couverture ou d'un fond en forme de calotte sphérique. — On désignera par :

$p$ la charge totale par mètre carré y compris le poids propre.

$2a$ la corde de l'arc sphérique.

R le rayon de la sphère.

$f$ la flèche de l'arc sphérique.

La surface du dôme sphérique est : $2\pi \times R \times f$;

et le poids total de ce dôme : $2\pi Rf \times p$.

La circonférence de base étant égale à $2\pi a$, la charge par mètre courant sur cette circonférence sera :

$$\frac{2\pi Rfp}{2\pi a} = \frac{Rfp}{a}$$

La poussée sur cette base sera :

$$Q = \frac{Rfp}{a} \times \frac{(R - f)}{a}$$

et si l'on remarque que $R = \frac{a^2 + f^2}{2f}$, on aura :

$$Q = \frac{p(a^2 + f^2)}{2a} \times \frac{\frac{(a^2 + f^2)}{2f} - f}{a}$$

ou:

$$Q = \frac{p(a^4 - f^4)}{4a^2 f}$$

Cette poussée produira une tension égale à :

$$Qa = \frac{p(a^4 - f^4)}{4af}$$

Divisant cet effort : $Qa = \frac{p(a^4 - f^4)}{4af}$ par le taux de travail du métal à l'extension, on obtiendra la section de la ceinture qu'il est nécessaire de prévoir à la base du dôme.

On calculera ensuite l'épaisseur du dôme en déterminant la poussée tangentielle aux naissances, laquelle a pour valeur :

$$Q' = \frac{Q \times R}{a}$$

$$= \frac{p}{4a^2f}(a^4 - f^4) \times \frac{a^2 + f^2}{2f \times a}$$
$$= \frac{p(a^2 + f^2)^2(a^2 - f^2)}{8a^3f^2}$$

Et l'on obtiendra l'épaisseur minima nécessaire de la calotte en divisant cet effort $Q'$ par 100 $r$, $r$ étant le taux de travail permis pour le béton à la compression.

Si $e$ désigne l'épaisseur de la calotte et $r$ le travail du béton à la compression, on aura :

$$100 \times e \times r = \frac{p(a^2 + f^2)^2(a^2 - f^2)}{8a^3f^2}$$

d'où:
$$e = \frac{p(a^2 + f^2)^2(a^2 - f^2)}{800\, a^3f^2r}$$

217. Réservoirs rectangulaires ou carrés. — Lorsque les réservoirs sont rectangulaires ou carrés, ils sont constitués par un fond en ciment armé reposant sur un radier en béton de chaux hydraulique, et des parois verticales renforcées ou non par des contreforts.

*Calcul des parois.* — Les parois verticales ont à supporter la pression intérieure de l'eau et, s'ils sont enterrés, la pression extérieure des terres ; on les considérera comme des solides qui travailleraient à la flexion et qui s'appuieraient, soit sur des contreforts placés de distance en distance, soit, si la hauteur de la paroi n'est pas trop élevée, d'un côté sur le fond et de l'autre sur la couverture ; enfin les parois seront en porte-à-faux, si le réservoir ne comporte pas de couverture.

Considérons d'abord le cas d'une paroi élevée, soutenue par des contreforts à l'écartement $a$ comme l'indique la figure 152. Soit :

H la hauteur de l'eau dans le réservoir ;

$H_1$ la hauteur de la paroi verticale ;

$H_2$ la hauteur des terres de remblai.

La pression de l'eau à la base, pour une bande de 1 mètre de largeur sera : $1.000 \times H$ et la pression des terres seront généralement égaux à $2 \times 150 \times H_2 = 300\ H_2$.

La portée de la dalle, d'un contrefort à l'autre étant $b$, on aura

comme moment de flexion produit par la pression de l'eau à la base :

$$M_1 = \frac{1.000 \times H \times b^2}{8} = 125 \ Hb^2$$

et par la pression des terres :

$$M_1' = \frac{300 \ H_2 \times b^2}{8} = 37,5 \ H_2 b^2$$

Ces formules permettront de déterminer l'épaisseur $e$ de la dalle à

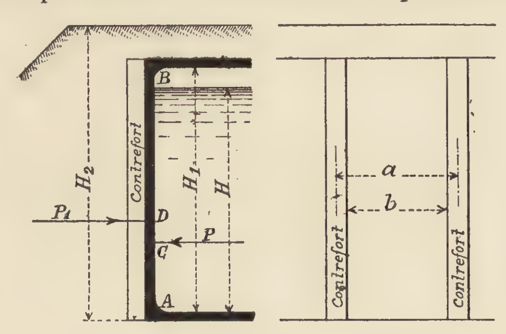



Fig. 152.

la base et les sections $s_1$ et $s_1'$ d'armatures horizontales devant résister à la pression de l'eau et des terres. Le même calcul sera fait sur une section distante, par exemple, de 1 mètre de la base et on aura alors :

Hauteur de l'eau H — 1,

Hauteur des terres $H_2$ — 1,

d'où :
$$M_2 = 125 (H - 1) \ b^2 ;$$
$$M_2' = 37,5 \ (H_2 - 1) \ b^2 ;$$

la nouvelle épaisseur $e_2$ correspondante sera ainsi déterminée, de même que les sections $s_2$ et $s_2'$ et ainsi de suite jusqu'à ce que l'on soit arrivé à la couverture. Les sections $s_1$, $s_2$, $s_3$..., de métal devant résister à la poussée de l'eau devront être placées vers l'extérieur de la paroi et celles $s_1'$, $s_2'$..., devant résister à la poussée des terres, devront être placées vers l'intérieur, comme l'indique la figure 153. Cette armature sera complétée par des barres verticales de liaison, qui serviront à la répartition des charges et qui seront placées tous les 10 ou 12 cm.

Supposons maintenant que le réservoir ne comporte pas de contreforts (fig. 154) dans ce cas, la portée de la paroi sera égale à sa hauteur $H_1$ et nous aurons :

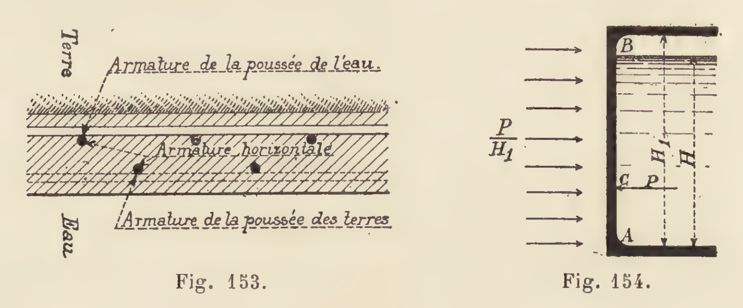



Fig. 153. Fig. 154.

Poussée totale de l'eau pour un mètre de largeur :

$$P = \frac{1.000 \times H^2}{2} = 500\,H^2;$$

Poussée totale des terres :

$$P = 150\,H_2^2;$$

Ces poussées ayant leur point d'application situé au 1/3 inférieur de la hauteur d'eau ou des terres, les moments de flexion seront respectivement :

pour l'eau : $$M = \frac{500\,H^2 \times \frac{H}{3} \times \left(H_1 - \frac{H}{3}\right)}{H_1} = \frac{500\,H^3\,(3\,H_1 - H)}{3\,H_1};$$

pour les terres : $$M' = \frac{150\,H_2^2 \times \frac{H^2}{3} \times \left(H_1 - \frac{H_2}{3}\right)}{H_1} = \frac{150\,H_2^3\,(3\,H_1 - H_2)}{3\,H_1};$$

Ces valeurs nous feront connaître les sections de métal formant l'armature *verticale*, les barres étant alors disposées comme l'indique la figure 155 qui est une coupe verticale de la paroi.

*Calcul des contreforts.* — On peut considérer les contreforts comme des solides reposant d'une part sur le béton de fondation,

d'autre part sur la couverture et supportant des charges égales à :

pour l'eau : $P = 500\ H^2 \times a$ ;
pour les terres : $P = 150\ H_2^2 \times a$ ;

De même que précédemment, on aura comme moments de flexion,

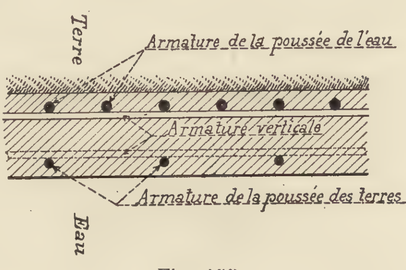



Fig. 155.

si l'on remarque que ces charges sont appliquées au tiers de la hauteur de l'eau ou des terres :

eau : $$M = \frac{500\ H^3\ a\ (3\ H_1 - H)}{3\ H_1} ;$$

terres : $$M' = \frac{150\ H_2^3\ a\ (3\ H_1 - H)}{3\ H_1} ;$$

Enfin si le réservoir n'était pas couvert, les contreforts devraient être considérés comme encastrés à la base et libres au sommet, ce qui donnerait comme moments :

eau : $$M = 500\ H^2\ a \times \frac{H}{3} = \frac{500\ H^3\ a}{3} ;$$

terres : $$M' = 150\ H_2^2\ a \times \frac{H_2}{3} = \frac{150\ H_2^3\ a}{3} ;$$

218. *Exemples de réservoirs de toutes formes.* — a) *Réservoir de Seraing* (*Belgique*). — La figure 156 représente la coupe transversale de deux réservoirs jumeaux couverts et construits à Seraing (Belgique) d'après les plans de la maison Hennebique ; la cloison centrale a été établie de façon à pouvoir supporter la pression de l'eau dans l'un ou l'autre sens, suivant que chaque compartiment est plein ou vide ; elle est armée de 8 ronds de 18 mm. verticaux par mètre et sur chaque face ; les cloisons du bord sont armées de 5 ronds de

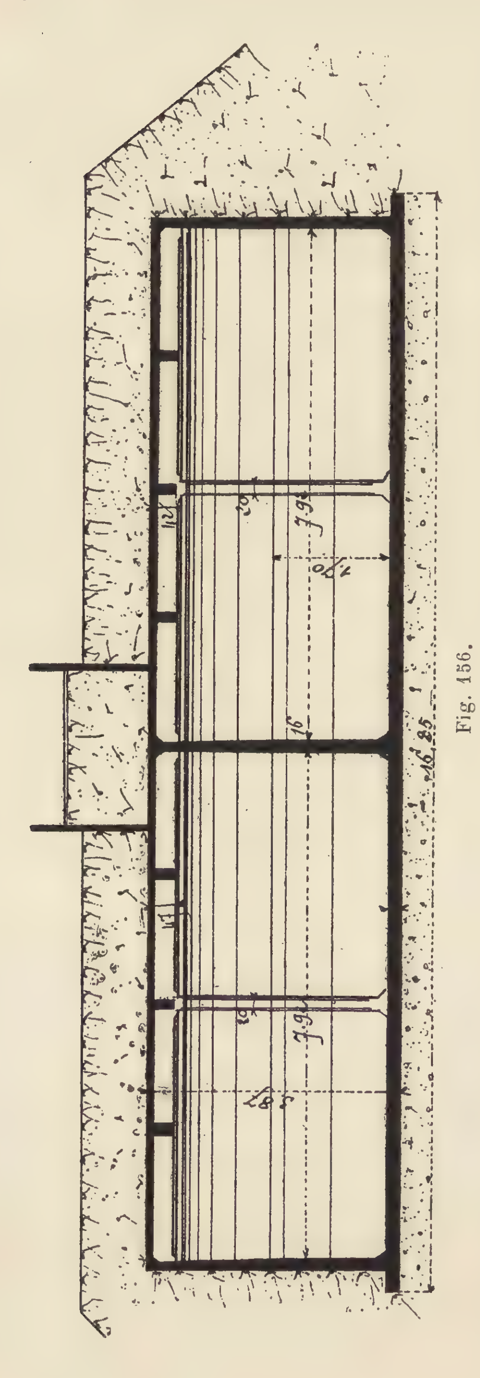


Fig. 156.

18 mm. par mètre et ont comme celle du milieu une épaisseur constante de 0 m. 16 jusqu'à 1 m. 70 du radier; au delà de cette cote, elle diminue jusqu'à atteindre 0 m. 11 au sommet; le radier est constitué par un béton de chaux hydraulique armé au droit de l'assise des piliers seulement.

b) *Réservoir de Beauval.* — Ce réservoir représenté par la figure 157 a été construit par la maison Demay frères et contient 7.500 mètres cubes; c'est certainement un des plus grands de ce genre, puisqu'il mesure 50 mètres de diamètre intérieur avec une hauteur d'eau variant de 3 m. 75 à 4 m. 15; l'épaisseur des parois est de 0 m. 18 à la base et 0 m. 10 au sommet; l'armature est constituée par des fers plats dans les parois et par des ronds espacés de 10 cm. dans le radier.

c) *Réservoirs de l'île de Porquerolles.* — La maison Coignet a construit en 1906, à l'île de Porquerolles, près de Toulon, 3 réservoirs de 4.000 m³ chacun mesurant 34 mètres de diamètre et



Fig. 157.

4 mètres de haut; l'épaisseur des parois est de 0 m. 14 à la base et de 0 m. 08 au sommet; ils ne sont pas couverts.

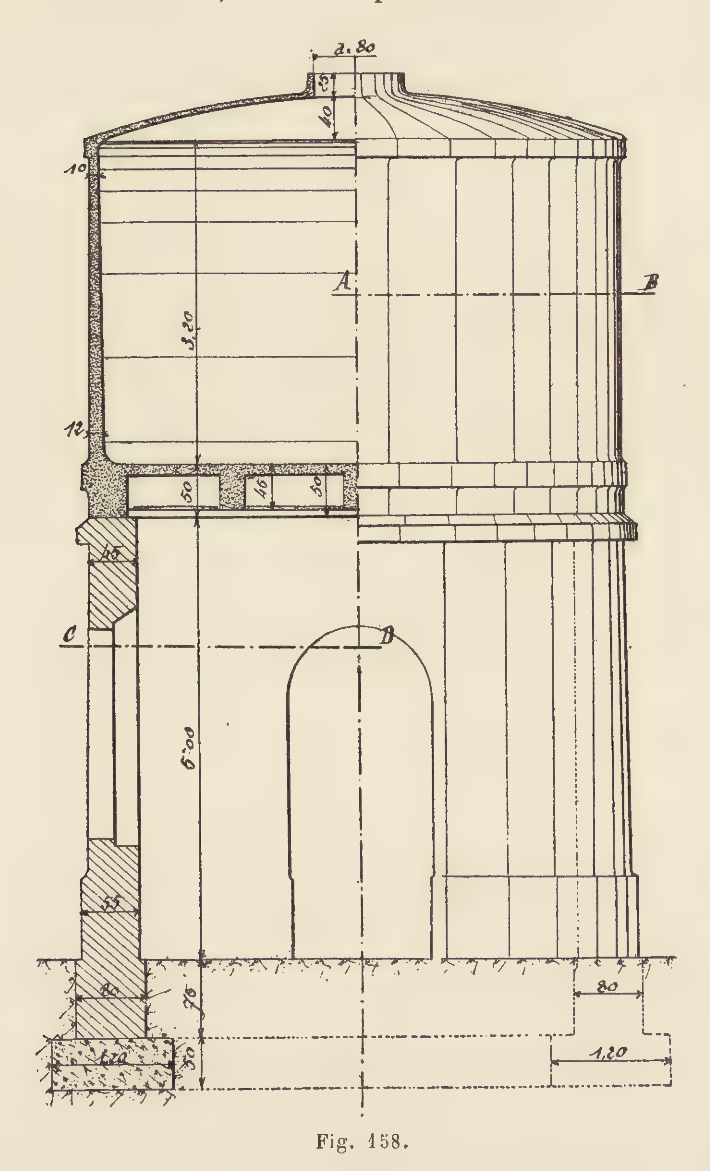



Fig. 158.

d) *Réservoir de Saint-Lô.* — La figure 158 donne l'ensemble d'un réservoir construit sur tour en maçonnerie, d'après les plans de la

maison Coularou, aux casernes de Saint-Lô. Le diamètre intérieur est de 4 m. 90 et la hauteur d'eau de 3 m. 20 ; les parois verticales ont 0 m. 12 d'épaisseur à la base et 0 m. 10 au sommet et leur



Fig. 159.

armature se compose de ronds horizontaux placés tous les 10 cm. et de ronds verticaux de 8 mm. placés tous les 10 cm. ; le diamètre des barres horizontales est de 14 mm. pour le premier mètre au-

dessus du fond, 12 mm. pour le deuxième mètre et 10 mm. pour le troisième mètre ; le dôme a une épaisseur de 8 cm. et est armé de ronds de 17 mm.

e) *Réservoir de Saint-Marcel.* — Ce réservoir, construit d'après les plans de la maison Hennebique, est circulaire et a deux compartiments ; il est établi sur des piliers en ciment armé de 6 mètres de haut ; la photographie (fig. 159) donne un aspect de ce réservoir d'une contenance totale de 240 m$^3$; les piliers sont réunis entre eux à leur mi-hauteur par une ceinture circulaire constituée par des poutres en ciment armé : la tour que l'on aperçoit vers le centre est creuse et sert à loger les machines, tuyaux, appareils élévatoires, etc. ; le réservoir comporte des dispositions spéciales en vue d'éviter l'échauffement pendant les hautes températures : il est à double paroi avec matelas d'air à l'intérieur et la couverture est établie pour recevoir une couche de terre de 0 m. 50 d'épaisseur.

f) *Réservoirs, système Coignet.* — Il y a de nombreuses années déjà que la maison Coignet a étudié et exécuté des réservoirs sur pylône en maçonnerie ou en ciment armé, en adoptant la forme indiquée par la figure 160 qui montre un réservoir de 300 m$^3$. Cette disposition est aujourd'hui appliquée par la plupart des constructeurs, car elle est très économique ; le fond est en effet constitué par un dôme voûté au lieu d'un plancher plat et on a vu que dans ce cas les quantités de matériaux, béton et métal sont très faibles ; une seule chose est onéreuse, c'est le cintre à établir pour constituer le fond, mais le constructeur, spécialiste dans ces travaux, établira 2 ou 3 modèles qui lui serviront ensuite jusqu'à usure, et lui permettront de répartir la dépense d'un cintre sur 3 à 4 constructions. Des réservoirs analogues au croquis précédent ont été construits aux arsenaux de Lorient et de Toulon.

g) *Réservoirs, système Chassin et fils.*

On mentionnera :

1° Deux réservoirs, à Châtillon-sous-Bagneux (Seine), de 4.000 m$^3$ chacun de capacité, de 32 mètres de diamètre intérieur et de 5 mètres de hauteur d'eau. La couverture de ces réservoirs est formée de deux tores concentriques et d'une coupole centrale ; elle est indépendante des parois et repose à l'extérieur sur des piliers de maçonnerie, la

retombée de la coupole et celle des tores sont portées par des piliers en ciment armé. La figure 161 représente une vue de la couverture en construction et la figure 162, une vue intérieure du réservoir.

2° La figure 163 représente un réservoir de 400 m³ sur pylône, de

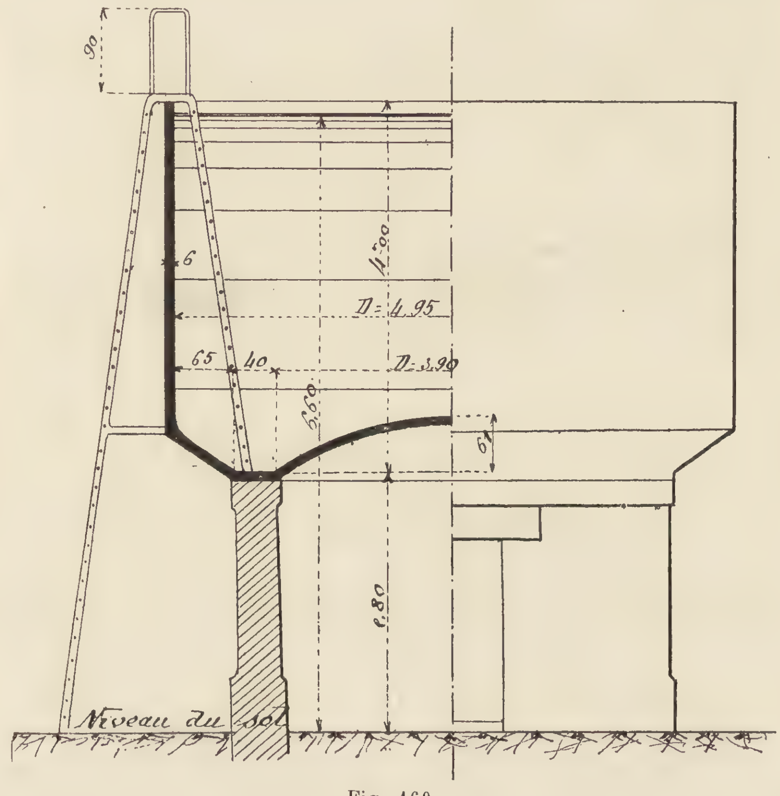



Fig. 160.

23 mètres de hauteur, construit pour le compte de la Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage pour le service de la distribution d'eau dans la banlieue de Bordeaux.

3° Le réservoir de Clamart de 500 m³ de capacité établi sur tour en maçonnerie de 15 mètres de hauteur, construit pour le compte de la Compagnie générale des eaux (fig. 164). La gaine annulaire centrale, accédant, à la couverture, reçoit les tuyaux de fumée, tandis que les conduites desservant le réservoir sont disposées dans la cage

d'un escalier intérieur conduisant à chaque étage. Cette disposition

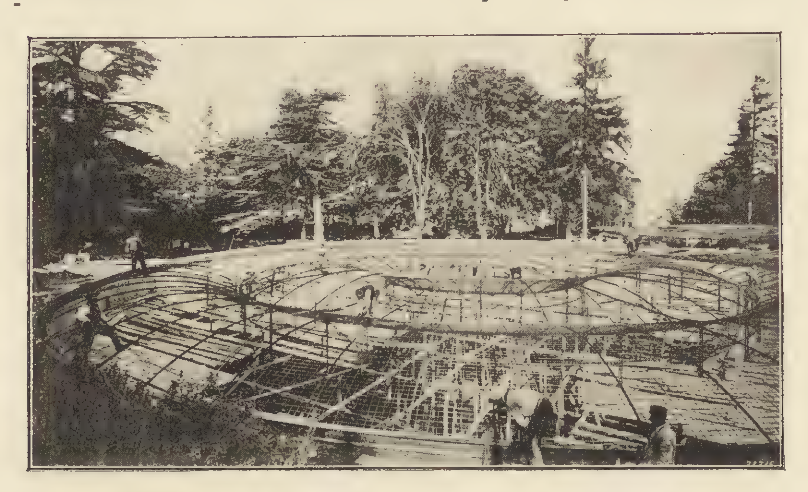


Fig. 161.

est recommandable, lorsque le réservoir est isolé de l'usine d'alimentation, pour assurer le service continu d'un agent.

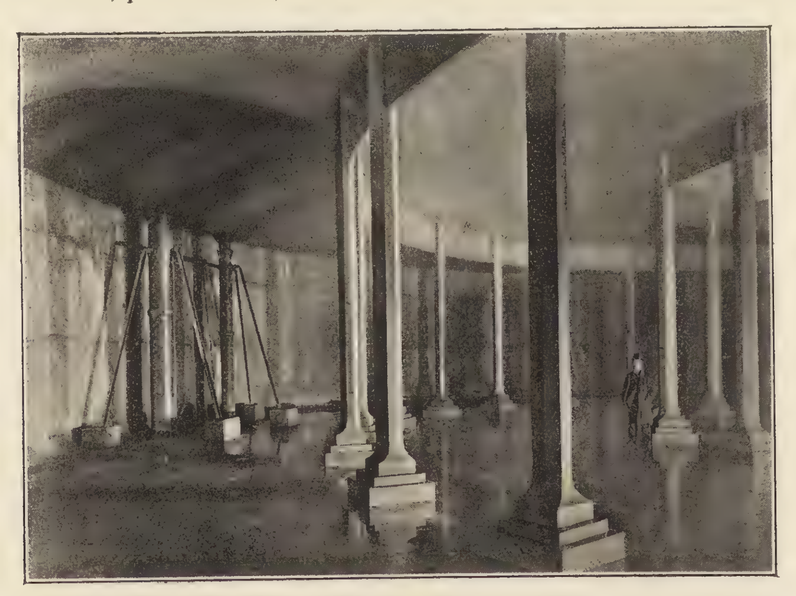


Fig. 162.

Le réservoir de La Villette (fig. 165) de 500 m³ sur un pylône de

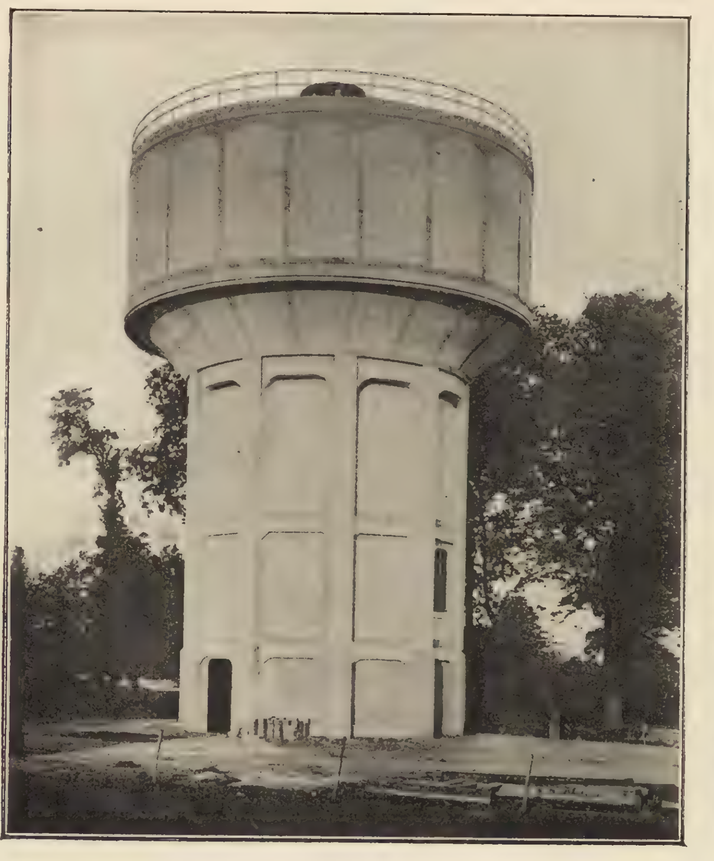


Fig 163.



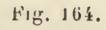


Fig. 164.



Fig. 165.



Fig. 166.

24 mètres de hauteur; il est à encorbellement, non couvert, à fond convexe et à gaine centrale. Le pylône abrite 4 conduites en ciment armé et un escalier donnant accès à la plateforme supérieure.



Fig. 167.

3° Château d'eau de Champagne-sur-Seine (fig. 166), exécuté pour la Société du Creusot. Le réservoir de 100 m³ de capacité est porté par un pylône de 30 mètres constitué par 4 piliers et un noyau muni de marches, se terminant par une cheminée centrale traversant le réservoir.

Les piliers prévus avec un fruit extérieur sont entretoisés et con-

treventés avec soin en raison des vents violents qui règnent dans la région.

6° Réservoir de Saint-Ouen (fig. 167) de 1.000 m³ de capacité, sur pylône de 24 mètres de hauteur, construit pour la Compagnie Générale des eaux. Le pylône constitué par 10 piliers et 5 rangs d'entretoises, repose sur une semelle circulaire répartissant sur le sol une charge de 1 kgr. par cmq. Il porte en son centre un escalier se prolongeant sur toute la hauteur.

Le réservoir n'étant pas couvert est muni à la partie supérieure d'un rebord formant brise-vague en cas de grand vent.

219. Application aux cuves. — Les cuves sont des bassins destinés à la fermentation ou au dépôt des vins, alcools, huiles, cidres, etc. et autres liquides de consommation. Le ciment armé présente là de si sérieux avantages que nous insisterons tout particulièrement sur l'importance à donner à l'étude d'un chai. Un propriétaire dispose souvent d'un terrain réduit, quelquefois même de forme bizarre pour la construction de son chai et il voudrait l'utiliser d'une façon aussi complète que possible ; les cuves en maçonnerie demandent des épaisseurs considérables et les parois absorbent seules une grande partie de l'espace qui pourrait être utilisé pour le dépôt et la manutention du liquide ; en outre ces cuves ne peuvent être construites dans des caves humides où l'eau s'infiltre peu à peu à travers les maçonneries et finit par les désagréger. Les foudres en bois ont l'avantage d'être transportables et de convenir à merveille pour la conservation du vin, ainsi que sa purification ; mais plusieurs inconvénients en rendent l'emploi de plus en plus limité : d'abord les nombreuses réparations augmentent d'une façon sensible le prix de revient qui, au bout de quelques années se trouve ainsi presque doublé. De plus la perte due à l'évaporation du liquide à travers les pores du bois est assez élevée puisqu'elle atteint 25 à 30 0/0 dans les petites futailles ; enfin la forme ronde des foudres en bois ne permet pas d'utiliser tous les coins et recoins de l'emplacement affecté à ce service.

Les cuves en ciment armé peuvent au contraire épouser les formes les plus bizarres et la faible épaisseur des parois permet de tirer

parti de tout espace disponible, fût-il très irrégulier. Afin que le ciment ne communique pas de goût au liquide contenu dans la cuve, on a soin d'y appliquer un enduit contenant une faible partie de silicate de potasse ou de doubler les parois avec des carreaux de verre, ainsi que l'usage s'en est répandu depuis quelques années.

Le verre a l'inconvénient de ne donner au vin qu'un développement lent, ce qui se produit d'ailleurs même dans les grosses futailles ; aussi faut-il introduire dans le foudre de l'air immunisé dans des vases en bois et opérer des soutirages fréquents, si l'on veut vieillir le vin ; mais cet inconvénient est minime pour les chais importants où le vin ne séjourne que d'une récolte à l'autre ; lorsque les cuves sont vidées, on procède à un lavage énergiqueet on suspend un morceau de soufre à peu près à mi-hauteur de la cuve ; toutefois si les parois sont doublées en verre, il n'est pas indispensable de soufrer, il suffit alors de les badigeonner avec un mélange à parties égales d'alcool et d'eau et de fermer hermétiquement.

220. Exemples d'installations de cuves a vin. — a) *Cuves à Bercy.* — L'un des premiers, M. Coignet a appliqué le ciment armé à la construction des cuves dans l'entrepôt de M. Chapuis fils à Bercy ; la capacité totale était de 1.200 hectolitres en cinq compartiments de 6 m. 80 $\times$ 2 m. 088 ; la hauteur était de 2 m. 70 ; les cloisons séparant les compartiments ont une épaisseur uniforme de 0 m. 16 depuis le fond jusqu'à mi-hauteur et à partir de cette hauteur elle décroît progressivement jusqu'à atteindre 0 m. 08 au sommet ; les parois extérieures n'ont que 0 m. 07 d'épaisseur, mais elles sont renforcées tous les 0 m. 50 par des contreforts extérieurs de 0 m. 10 de large et 0 m. 10 de saillie ; ces cuves sont revêtues intérieurement d'un enduit au ciment et ce dernier a été fluaté avec un produit spécial.

b) *Cuves à vin du château de Cursay.* — M. de Cursay, propriétaire de vignobles dans les environs de Poitiers, a fait construire une série de cuves d'une contenance totale de 5.000 hectolitres environ. Ces cuves sont établies sur deux étages comme l'indique la fig. 168 ; elles sont au nombre de 15 au rez-de-chaussée et mesurent chacune 2 m. 25 de large et 3 m. 40 de long, la hauteur du liquide pouvant atteindre 2 m. 35 ; l'épaisseur du fond reposant sur un

radier en béton de chaux hydraulique est de 0 m. 10, celle des parois de 0 m. 16 et celle de la couverture qui constitue en même temps le fond de la cuve supérieure de 0 m. 18. Au 1er étage le nombre de cuves a été porté à 18, mesurant chacune 2 m. 25 de large et 2 m. 35 de long; il y a donc un passage de 1 m. 10 environ entre la façade

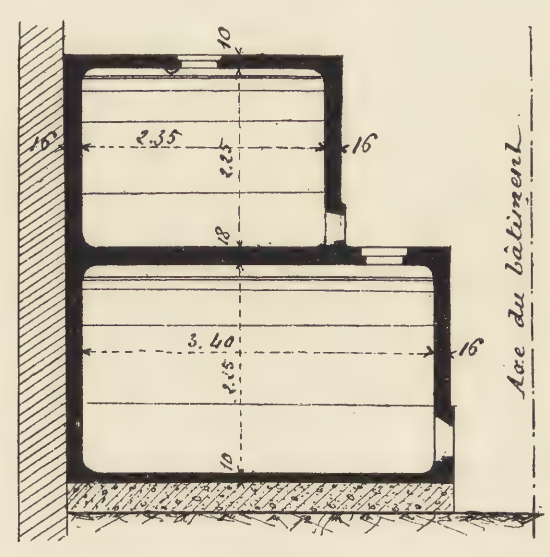



Fig. 168.

des cuves supérieures et celles des cuves inférieures, lequel est suffisant pour permettre la circulation du personnel ; toutes les cuves sont munies d'un trou d'homme pratiqué sur les parois verticales formant façade et d'un trou de visite pratiqué sur la couverture.

221. *Cuves système Borsari.* — De 1873 à 1883, la maison Borsari et Cie de Zürich, construisait déjà des cuves en ciment avec ossature métallique, munies à l'intérieur d'un simple enduit au ciment ; mais on s'aperçut bientôt que le vin accusait une diminution en acide et perdait de sa fraîcheur naturelle ; enfin les parois en ciment se recouvraient d'une végétation difficile à extirper ; c'est alors que furent essayés les revêtements en plaques de verres qui sont aujourd'hui universellement appliquées.

Les cuves construites par la maison Borsari sont fixes ; leur con-

tenance varie de 50 à 1.500 hectos; que leurs parois intérieures soient droites ou brisées, leur apparence extérieure reste celle des foudres en bois, d'aspect puissant et élégant avec l'avantage sur ces derniers de n'avoir aucune place perdue; la couverture légèrement voûtée est vitrée comme les parois et le fond.

Nous avons déjà dit que l'installation d'un chai dépendait uniquement de la forme et de la disposition du terrain sur lequel il devait être construit; mais dans le cas où l'emplacement disponible peut affecter la forme rectangulaire de 45 mètres environ de long sur 11 mètres de large, la maison Borsari a étudié un modèle de chai qui convient spécialement à l'exploitation moderne des grands vignobles; ce chai est représenté en plan et coupe longitudinale par la figure 169; les cuves ont une capacité totale de 3.780 hectos et la légende ci-dessous suffira pour la compréhension des dispositions indiquées :

A. — Foudres pour coupages, avec agitateur démontable;
B. — Vases à filtrer, superposés aux foudres du rez-de-chaussée;
C. — Filtre;
D. — Combles pour entreposer la futaille vide ou éventuellement le vin en fûts; le dessus des voûtes du couloir central et des foudres sera plan et formera le dallage en ciment du 1er étage, pouvant supporter une charge de 5.000 kgr. par mètre carré.
E. — Moteur avec pompe et arbre de transmission.
F. — Elévateur à godets, montant la vendange au fouloir G;
H. — Wagonnet sur rail pour transport du raisin foulé dans les foudres à fermentation;
J. — Conduit ou tube mobile amenant le raisin foulé dans les foudres à fermentation (vinification en rouge);
K. — Conduit pour l'écoulement du moût clair du fouloir à la citerne spéciale L;
M. — Pressoir;
N. — Citerne pour la réception du moût au sortir du pressoir;
O. — Cellier meublé de foudres en bois pour emmagasiner les vins en futailles.
P. — Tuyau de raccord pour le service de dépotage du wagon-réservoir R;
Q. — Conduite fixe de distribution en cuivre étamé;
$R_1$. — Dépotage automatique des wagons-réservoirs dans la citerne S;
S. — Citerne à niveau du quai;

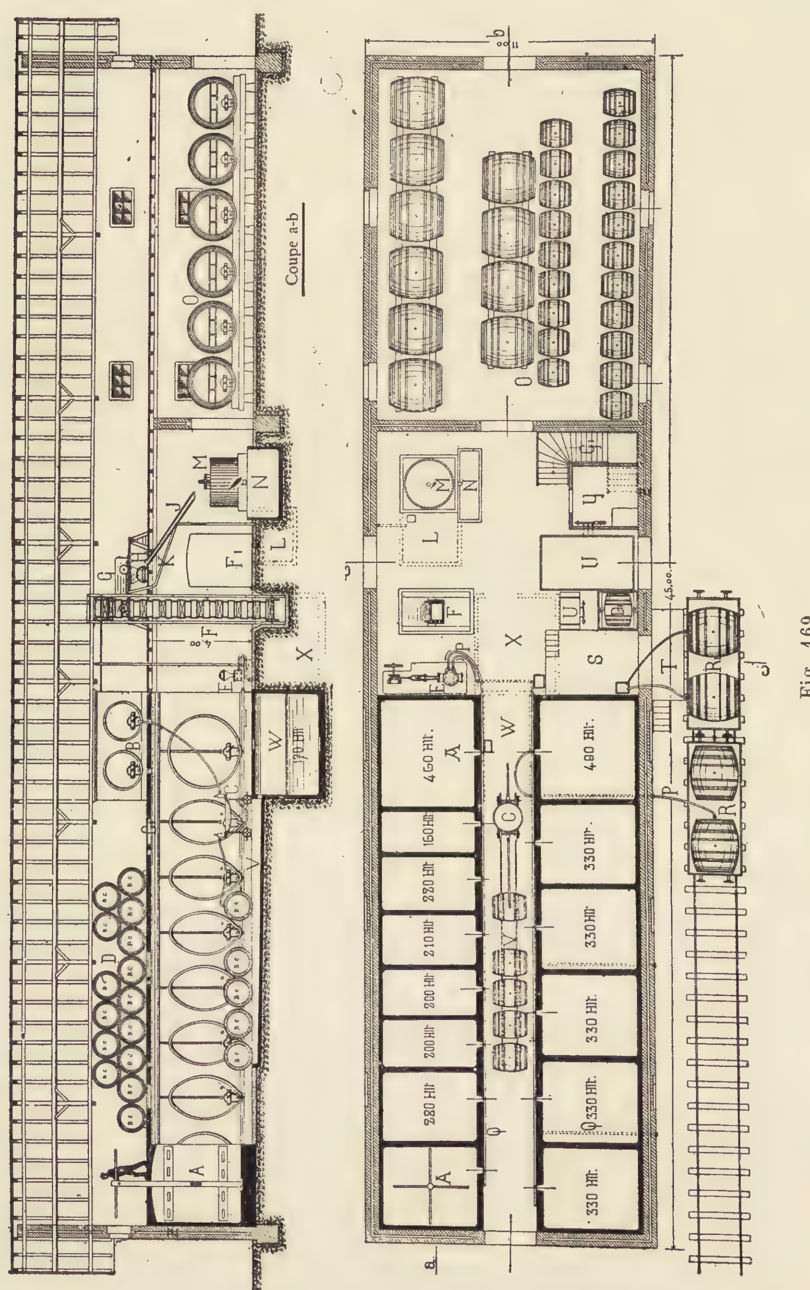

Coupe a-b
460 Hlt.
160 Hlt.
220 Hlt.
210 Hlt.
200 Hlt.
280 Hlt.
480 Hlt.
330 Hlt.
45,00

Fig. 169.

T. — Quai d'arrivage ;
U. — Ponts à bascule, grand et petit ;
V. — Caniveau vitré pour le dépotage des fûts dans la citerne W ;
X. — Autre citerne revêtue de verre ;
Y. — Petit bureau ;
Z. — Couche d'air ménagée à l'intérieur des murs d'enceinte pour parer aux variations atmosphériques ;
$A_1$ — Vases en ciment-verre superposés aux foudres du rez-de-chaussée ;
$B_1$ — Ventilateur ;
$C_1$ — Prises de jour et d'air ;
$D_1$ — Monte-charge ;
$E_1$ — Plafonnage en liège garantissant l'intérieur contre le froid et la chaleur ;
$F_1$ — Portes cochères de plain-pied (entrée et sortie) ;
$G_1$ — Escalier desservant le 1er étage ;

# CHAPITRE XXI

## CANALISATIONS

222. Généralités. — L'eau étant l'élément essentiel de l'hygiène il est tout naturel que les soins les plus minutieux aient été apportés par les ingénieurs pour l'obtenir saine et abondante ; la bonne qualité de l'eau d'alimentation est une question capitale et elle exige une distribution d'un débit suffisant poussé même jusqu'à la profusion.

Malgré cela, il arrive trop souvent que dans un esprit d'économie mal placé, on utilise les eaux des rivières voisines, le plus souvent souillées par les déjections des usines qu'elles alimentent et des agglomérations qu'elles traversent. Il est vrai qu'on peut arriver par des procédés physiques et chimiques à une épuration convenable de ces eaux contaminées, mais ces procédés restent toujours douteux et nécessitent des soins continus. La meilleure solution serait donc de recourir aux eaux de source ou à celles des courants souterrains, toujours pures et limpides ; mais ici se dresse l'obstacle de la grande dépense, car ces sources ou courants sont généralement éloignés des villes qu'il s'agit d'alimenter et cela nécessite de longues conduites ; il a donc fallu rechercher l'économie dans l'emploi et la fabrication de ces conduites, tout en assurant la sécurité des ouvrages et des localités qu'elles traversent et tout en recherchant une étanchéité complète ; nous allons examiner successivement les divers moyens réalisés pour arriver à ce résultat.

223. Conduites en béton de ciment sans métal. — Ce sont les premières qui ont été employées et elles semblaient satisfaire à toutes les conditions. On peut les construire de 4 façons différentes :

1° En tuyaux de béton de ciment prompt, coulés en tranchée dans des moules horizontaux ;

2° En mortier de ciment lent pilonné dans des coffrages également horizontaux ;

3° En tuyaux de mortier de ciment à prise rapide, moulés verticalement, hors tranchée ;

4° En tuyaux de mortier de ciment lent comprimé mécaniquement dans des moules verticaux, loin du lieu d'emploi.

Les deux premières catégories ne résistent qu'à d'insignifiantes pressions et sont peu économiques à cause des coffrages qu'il faut établir sur une grande longueur de la canalisation. Les deux dernières ne sont guère admissibles que pour des tuyaux de faible diamètre et sans pression, car l'épaisseur du béton nécessaire est considérable. De nombreuses conduites de ce genre ont été établies et ont nécessité, soit de longues réparations, soit le remplacement définitif par d'autres systèmes mieux compris.

224. Conduites en poterie vernissée. — Elles ne sont employées que pour le drainage des habitations et présentent toujours des points faibles aux joints, car le ciment n'adhère pas sur la poterie vernissée.

225. Conduites en tôle. — Les tuyaux en tôle de fer ou d'acier sont avantageux au sens économique, mais leur faible épaisseur exige qu'ils soient protégés contre les agents atmosphériques par des aqueducs en maçonnerie, car ils seraient bientôt criblés de trous ; cet inconvénient ne les rend pas d'un usage courant dans les distributions d'eau.

226. Conduites en fonte ordinaire. — Elles ont les mêmes avantages et les mêmes inconvénients que les précédentes au point de vue de la résistance et de l'étanchéité, mais le prix de la fonte les rend d'un usage peu pratique. En outre les parois intérieures se recouvrent par le contact avec l'eau de dépôts abondants suivant la nature du liquide, ces dépôts pouvant même occasionner l'obstruction partielle ou complète de la conduite ; dans plusieurs villes on a

constaté la formation de tubercules produisant le ramollissement de la fonte et corrompant l'eau.

227. Conduites en fonte frettée. — Quelques constructeurs entourent le tuyau de surépaisseurs équidistantes dans lesquelles une rainure se trouve ménagée et permet l'introduction d'une frette en fil d'acier qu'on protège ensuite par une coulée d'asphalte. Pour arriver à un prix de revient raisonnable, on est obligé avec ce système de diminuer l'épaisseur des tuyaux, ce qui favorise leur très rapide usure par oxydation. Un autre système consiste à se servir de frettes en acier qu'on applique à chaud sur le tuyau et qui sont suffisamment épaisses pour ne pas craindre l'oxydation. Ce système est assez fréquemment employé pour les pressions exceptionnelles et quand on ne recherche pas l'économie ; mais si on réduit les épaisseurs entre frettes, ces tuyaux présentent alors comme dans le premier cas le grave inconvénient d'être vite rongés par la rouille.

228. Conduites en ciment armé. — Les conduites en ciment armé ne présentent pas les inconvenients des divers systèmes que nous venons d'examiner et elles ont en outre les autres avantages ci-dessous :

1° Par leur construction même, ciment et métal, elles sont à l'abri des agents atmosphériques et par conséquent d'une durée indéfinie ; leur fabrication peut se faire aisément, soit sur le lieu d'emploi, soit non loin dans un chantier spécialement aménagé.

2° Les conduites en ciment et métal n'exigent aucune réparation, ni aucun entretien périodique.

3° Elles se prêtent avec la plus grande facilité aux accidents de terrain, poses de tubulures, etc.

Les calculs des tuyaux en ciment armé ont été développés dans le chapitre des pièces tendues et il nous suffira de décrire les procédés de fabrication les plus usités en France et d'indiquer quelques applications importantes et récentes.

229. Conduites en ciment et fers ronds. — On a construit des conduites en ciment armé bien longtemps avant que l'on ne songeât

à faire d'autres travaux de ce genre ; le premier brevet de Joseph Monier avait trait en effet aux tuyaux, bassins, etc... en fers ronds et ciment ; ce système consiste à incorporer dans les tuyaux en ciment une ossature métallique composée de fers ronds placés suivant les génératrices et les directrices du cylindre. Lorsqu'il s'agit d'un tuyau soumis à une pression intérieure, ce qui arrive le plus souvent, les directrices sont placées vers la face extérieure en béton et les génératrices vers l'intérieur. Pour la confection de l'armature, on se sert d'un mandrin et d'un tambour mobile sur lequel on a pratiqué des encoches correspondant à l'emplacement des directrices ; celles-ci peuvent être composées, soit de cercles concentriques très rapprochés les uns des autres, soit de spires continues obtenues avec des barres de très grande longueur ; cette dernière disposition est préférable car l'hélice continue peut se fabriquer aisément sur un mandrin ou sur une machine spéciale à cintrer et d'autre part la pose s'exécute plus facilement avec les spires parce que l'armature se tient d'elle-même et se manipule avec beaucoup plus de rapidité et sans aucune précaution. Lorsque toutes les directrices sont à leur place, on retire l'armature du mandrin et on la complète par la pose des génératrices qu'on a soin d'attacher solidement aux spires ou cercles de façon à obtenir un grillage absolument indéformable.

Quant à la coulée du béton ou du mortier de ciment, elle peut se faire aussi de deux façons : 1° on donne à la tranchée au moyen d'un béton maigre de chaux hydraulique un fond demi-circulaire dont le diamètre correspond à celui extérieur du tuyau ; on pose alors l'armature ainsi qu'un coffrage intérieur de forme demi-cylindrique et on coule le béton à la truelle entre le moule et la paroi en béton jusqu'au diamètre horizontal de la conduite ; on recommence ensuite l'opération pour la partie circulaire supérieure, en établissant un coffrage sur celui inférieur. Cette méthode est surtout utilisée dans le cas de conduites de fort diamètre qu'on ne pourrait manipuler aisément ; mais il demande par contre des coffrages très importants sur une grande longueur. La 2e méthode consiste à couler les tuyaux debout, par tronçons de 1 à 3 mètres, à proximité du lieu d'emploi afin de réduire autant que possible le transport. A cet effet on se sert de deux moules métalliques formant l'un le diamètre intérieur,

l'autre le diamètre extérieur, ces moules étant extensibles afin de pouvoir être retirés facilement après la coulée. L'assemblage se fait ensuite sur place, soit par emboîtement, soit au moyen de bagues. Nous verrons d'ailleurs plus loin quelques exemples d'installations complètes.

230. Conduites en métal déployé et béton. — Ces conduites sont très appréciées en Angleterre et aux Etats-Unis où le métal déployé jouit d'une faveur spéciale à cause de son prix de revient peu élevé. On a construit à Leeds (Angleterre) une canalisation de 14 km. de long en béton et métal déployé ; le type spécialement créé pour la fabrication de l'armature pesait 15 kgr. au mètre carré et il en a été employé 150.000 m².



Fig. 170.

La figure 170 montre une vue des travaux exécutés pour l'adduction des eaux de la ville de Syracuse et la manière très simple de poser les armatures constituées par une lame de métal déployé recourbée en forme de cylindre continu. L'étanchéité sous fortes pressions peut s'obtenir, soit au moyen d'un revêtement intérieur en ciment,

soit par interposition dans l'épaisseur des parois d'une couche de papier bitumé ou autre matière imperméable.

231. Conduites en sidéro-ciment. — Ce nom a été donné par Bordenave, un des constructeurs de la première heure, aux tuyaux en ciment fabriqués avec un outillage créé à cet effet. Les profils entrant dans la composition du sidéro-ciment sont exclusivement des I. T. U. ou cornières de grande hauteur et de faible largeur, afin d'augmenter le moment d'inertie. Un avantage de l'emploi de ces profils réside dans l'adhérence bien supérieure du ciment au métal ; car les spires à I étant espacées de 30 à 100 mm. suivant les cas, le ciment se trouve incrusté entre les ailes de ces fers spéciaux qui forment une mortaise dont le ciment constitue le tenon ; en outre les génératrices formées de barres d'acier de profil semblable achèvent d'enchâsser complètement le ciment au milieu de l'ossature, de sorte que le béton se trouve fretté sur toutes ses faces. Les profils employés dans le sidéro-ciment et qui ont été créés tout exprès sont :

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Profil I de | 10 mm. | de haut et | 1 mm. 3 | d'épaisseur |
| — | 12 mm. | — | 1 mm. 4 | — |
| — | 14 mm. | — | 1 mm. 5 | — |
| — | 16 mm. | — | 1 mm. 6 | — |
| — | 18 mm. | — | 1 mm. 7 | — |
| — | 20 mm. | — | 1 mm. 8 | — |
| — | 22 mm. | — | 2 mm. | — |
| — | 24 mm. | — | 2 mm. 2 | — |

Quant à l'épaisseur du ciment, elle n'intervient que pour assurer l'étanchéité et elle est subordonnée en outre à cette condition que les spires et génératrices soient recouvertes d'une couche de 0 m. 01 au moins de ciment. La pratique a démontré que l'épaisseur de 0 m. 045 à 0 m. 050 avec un dosage de 1100 kgr. de ciment par mètre cube de sable convenait très bien aux pressions de 20 à 30 mètres et que l'épaisseur de 0 m. 035 à 0 m. 040 avec un dosage de 950 à 1000 kgr. deciment pouvait être employée en toute sécurité pour les pressions de 15 à 20 mètres Le ciment employé est à prise prompte.

232. Description d'un chantier de fabrication de tuyaux en

SIDÉRO-CIMENT. — Connaissant par le calcul l'espacement des spires, c'est-à-dire le pas de l'hélice, on prend alors des barres de très grande longueur du profil qu'on a déterminé et on les cintre au diamètre voulu sur une machine spéciale ; on les place ensuite sur un mandrin fermé à un diamètre inférieur à celui des spires; on ouvre ensuite ce mandrin et on dispose les spires de façon à obtenir l'écartement voulu ; il convient de tenir compte qu'à l'extrémité haute de l'armature les spires sont plus rapprochées sur une longueur de 0 m. 15 à 0 m. 30 de façon à renforcer le tuyau dans cette partie où se fera le joint; ce renforcement est indispensable, car la coulée du ciment se faisant verticalement, le mortier est moins tassé dans le haut et l'on compense cet inconvénient, par une plus grande quantité de métal.

On fixe l'ossature ainsi obtenue sur deux longerons diamétralement opposés du mandrin, par des ligatures provisoires en fil de fer : les génératrices peuvent alors être introduites à l'intérieur du cylindre, mises en place à l'écartement convenable et attachées définitivement aux spires. Les ligatures provisoires sont coupées afin de dégager le mandrin intérieur et l'ossature métallique est terminée.

Le chantier de coulage se compose d'abord d'une voie circulaire de 2 mètres environ de largeur et 30 à 40 mètres de diamètre ; c'est sur cette voie que circulera l'appareil servant au moulage des tuyaux ; pour cela les traverses sont établies suivant des rayons du cercle ainsi formé et sont munies vers le milieu d'un trou qui servira à l'emboîtement de l'axe du mandrin. L'appareil servant au moulage est constitué par un plancher en madriers élevé de 3 mètres au-dessus de la voie et portant les hommes et l'outillage nécessaires à la coulée des tuyaux. La figure 171 et la photographie figure 172 montrent clairement la disposition générale d'un chantier. En A se trouve le plancher dont nous venons de parler, muni d'un évidement et d'un pylône P servant au passage du mandrin après l'opération du coulage. Le mandrin intérieur est métallique et rendu extensible au moyen de leviers disposés en forme de parapluie dans la partie centrale ; l'enveloppe extérieure est également métallique et formée de deux coquilles qui se joignent au diamètre voulu et se serrent ensuite au moyen de clavettes et verrous.

Au début de l'opération, les trois pièces en métal que nous venons de décrire sont attachées l'une au sommet du pylône et les deux autres au-dessus du plancher mobile ; on place alors la carcasse métallique du tuyau sur un cercle en fer dont le centre correspond au trou pratiqué dans les traverses de la voie ; on descend ensuite le mandrin intérieur de façon que son arc vienne s'emboîter dans le

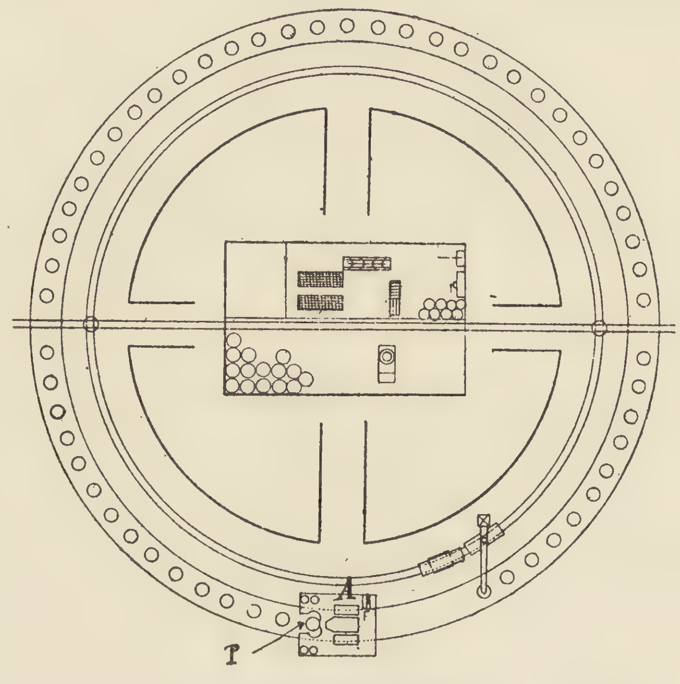


Fig. 171.

trou spécialement pratiqué aux traverses et au moyen de vis de rappel on lui donne le diamètre intérieur que devra avoir le tuyau ; les coquilles formant l'enveloppe extérieure sont également descendues et mises en place de la même façon et forment le diamètre extérieur du tuyau ; les clavettes et verrous assurent la rigidité complète de l'ensemble de ces appareils pendant toute la durée de l'opération. Un entonnoir est placé alors à la partie supérieure du moule et la coulée du mortier s'opère sur la pointe d'un cône distributeur, d'un seul coup et en quelques minutes ; des organes spéciaux, disposés

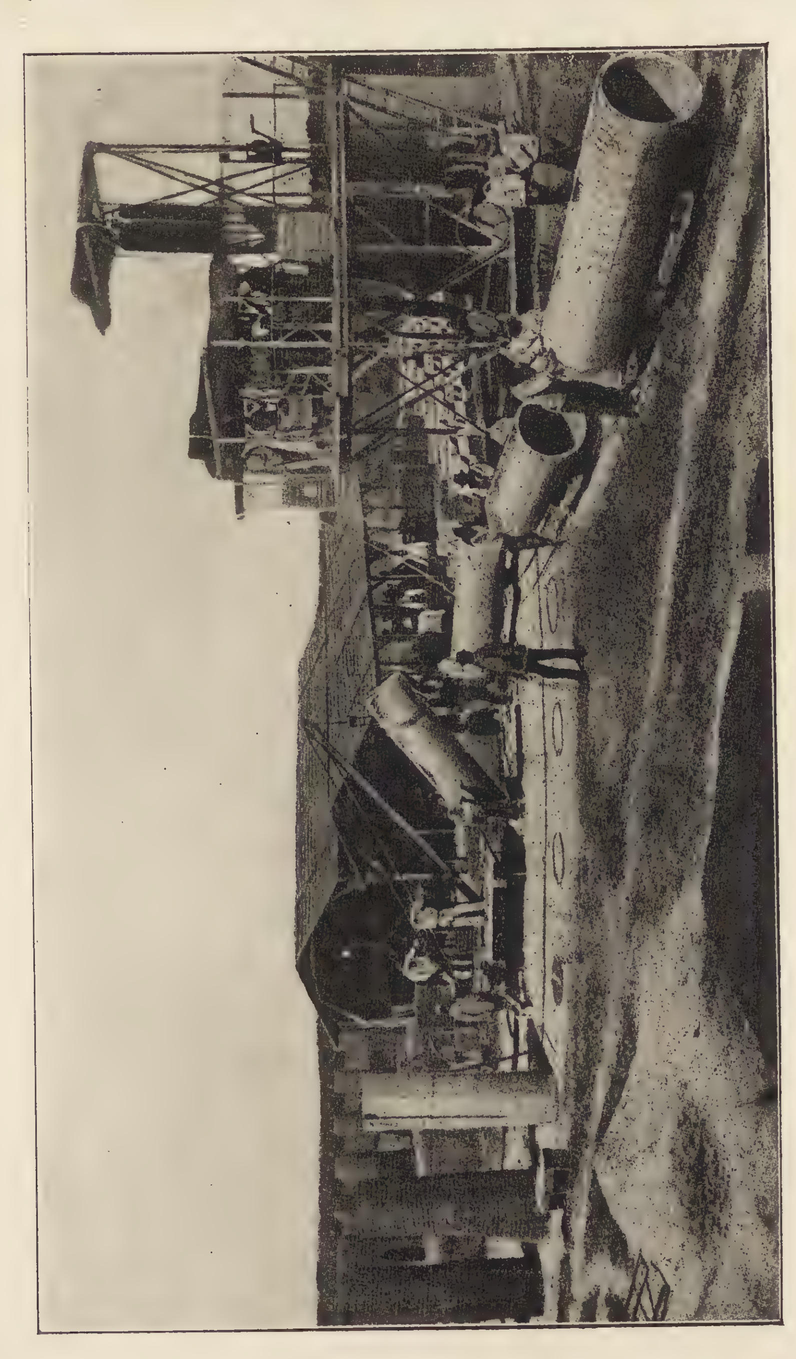


Fig. 172.

sur le plancher mobile, permettent de ne préparer à la fois que la quantité de ciment strictement nécessaire pour la fabrication d'une pièce. La prise se fait très rapidement et au bout de quelques minutes, on retire l'entonnoir en ayant soin d'enlever la masselotte et de régulariser à la truelle la couronne supérieure du tuyau; les coquilles et le mandrin sont ramenés au point de départ au moyen de poulies différentielles; l'arrière du plancher s'ouvre de façon à dégager le tuyau que l'on vient de fabriquer et on fait avancer le chariot sur la voie circulaire jusqu'à ce que l'axe du mandrin vienne à nouveau s'emboîter dans le trou de la traverse suivante.

On se trouve prêt à recommencer une nouvelle opération et on continue ainsi jusqu'à ce que le cercle soit complet, c'est-à-dire jusqu'à ce qu'il aït été fabriqué une trentaine de tuyaux de 3 m. de long. Lorsque ce tour complet est achevé, une grue, circulant sur une deuxième voie intérieure, saisit les tuyaux, les élève au-dessus du sol et les fait basculer sur un truc disposé à cet effet, qui les emporte au dépôt ou au chantier de pose où ils sont laissés à l'air encore quelques jours.

La pose des tuyaux est très simple: il suffit de pratiquer une tranchée de la profondeur de la canalisation (généralement les tuyaux sont disposés pour être recouverts de 1 mètre environ de terre) et d'étendre dans le fond une couche de 0 m. 10 à 0 m. 15 de béton de fondation; si le terrain est assez résistant, cette précaution est inutile et il suffit de pilonner la terre ou le sable dans la partie devant recevoir les tuyaux. Ceux-ci sont alors placés bout à bout, le joint s'opérant au moyen de bagues cylindriques fabriquées de la même façon que les tuyaux. La figure 173 donne le détail d'une bague pour tuyau de 0 m. 60 de diamètre et 30 mètres de pression; entre le tuyau et la bague, il est laissé un vide de 0 m. 025 à 0 m. 030 qu'on remplit ensuite de ciment, lequel forme joint étanche.

La figure 174 montre la coupe transversale et la vue de l'ossature d'un tuyau de 0 m. 60 de diamètre établi pour supporter une pression de 30 mètres. Ce système a été employé:

En 1890 par la Compagnie générale des eaux pour l'étranger pour la construction de la conduite de Venise sur une longueur de 6.500 mètres.

En 1893, aux siphons de Blandan (Algérie) de plusieurs kilomètres de long sous des pressions de 8 à 24 mètres.

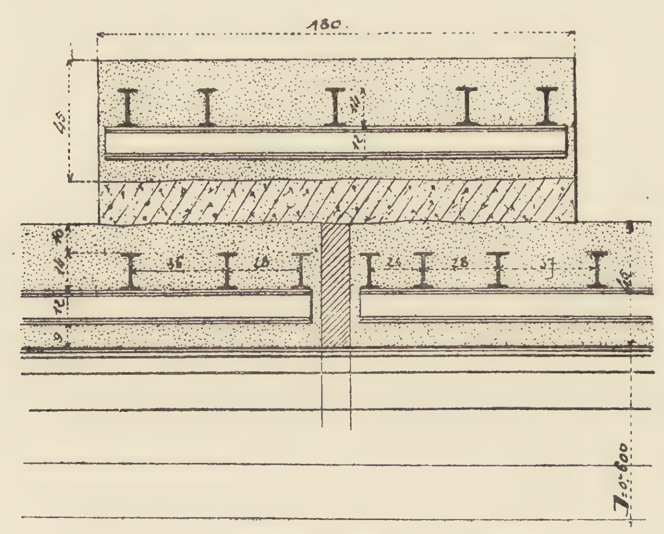


Fig. 173.

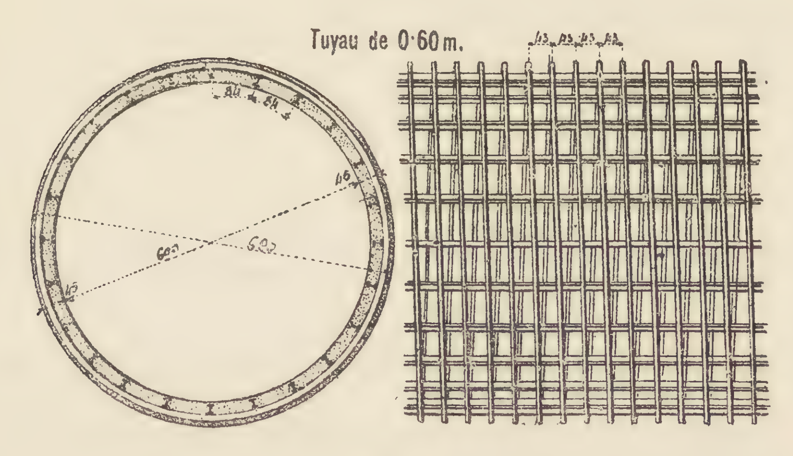



Fig. 174.

En 1894, par le département de la Seine qui fit exécuter la conduite de refoulement d'Alfortville à Créteil (pression 18 mètres, longueur 4.810 mètres).

En 1895-96, par la ville de Bône qui l'appliqua à une conduite de 30 km. de long avec pressions de 17 à 24 mètres.

En 1902, par la ville de Stockolm, etc.

233. Tuyaux système bonna. — La ville de Paris avait exposé en 1900, dans son pavillon spécial, deux types de tuyaux en ciment armé construits par la maison Bonna et adoptés pour des travaux fort importants.

Le premier type avait 2 mètres de diamètre et était en ciment, armé de fers ronds et de fers T intercalés et enroulés en forme de cercles concentriques ; les cercles en T de 65 × 50 étaient espacés de 0 m. 25 et 2 cercles en fer rond de 8 mm. étaient placés entre les précédents de façon à ne former que des mailles de 8 à 9 cm. au plus. Les génératrices étaient formées de fers ronds de 8 mm. espacés de 8 cm. et pour augmenter la rigidité on avait établi longitudinalement 4 fers U de 40 × 15 placés suivant 2 diamètres perpendiculaires. En outre, les génératrices en fer rond traversaient les âmes des fers T et ce travail qui peut paraître compliqué est obtenu très simplement et presque automatiquement par le matériel établi par M. Bonna. L'ossature était construite par tronçons de 3 mètres de long en dehors de la tranchée et les différents tronçons étaient ensuite mis bout à bout à leur place en les reliant à leurs extrémités par une éclisse boulonnée aux fers à U ; l'ensemble formait donc une carcasse ininterrompue, l'épaisseur du béton coulé ensuite étant de 10 cm. ; pour la fabrication, on coulait d'abord le fond de la tranchée auquel on avait donné la forme demi-cylindrique, et ensuite l'autre moitié était achevée au moyen d'un cintre posant sur la moitié inférieure. Lorsque les tuyaux sont plus petits et moins lourds on les fabrique en dehors de la tranchée, comme il a été dit précédemment avec des moules verticaux de 3 mètres de haut.

Le deuxième type exposé avait 1 m. 80 de diamètre intérieur et comprenait une double armature composée d'une âme en tôle continue et d'acier en +, ce qui formait par conséquent deux tuyaux concentriques ; l'âme en tôle se trouve protégée d'un côté par la couche de ciment et de l'autre par une couche de peinture au minium ; mais cette couche est souvent insuffisante pour la protection du

métal qui reste soumis à l'action des matières organiques contenues dans l'eau. On remédie à cet inconvient en plaçant l'âme en tôle au centre de la couche de ciment. Le joint est fait alors au moyen de bagues préparées à l'avance également. L'oxydation dans ce dernier système ne peut se produire en aucun cas, ainsi qu'en témoignent les nombreuses expériences qui ont été faites, soit au moment de la coulée, soit après la pose, soit enfin après un fonctionnement de huit années pour des tuyaux à haute pression constamment en service. Le tube d'acier se trouve, en effet, protégé par les enveloppes en acier profilé qui travaillent exactement dans les mêmes conditions que le tube en tôle et possèdent la même élasticité, de sorte que l'ensemble forme un tout homogène qui ne peut ni se fendiller, ni se fissurer. Les effets du retrait n'ont aucune action sur l'adhérence du ciment armé avec le tube en tôle et le retrait ne saurait nuire à l'homogénéité de l'enveloppe ; ce phénomène trouve son explication dans l'augmentation de température qui se produit au moment de la coulée et de la prise du ciment. En effet, l'enveloppe intérieure se contracte et elle est suivie dans ce mouvement par la tôle qui s'est refroidie dans le même temps ; de plus, l'enveloppe extérieure a pu se contracter librement grâce à la diminution de diamètre du tube en tôle refroidi ; la tôle est donc restée en contact parfait avec les deux enveloppes.

Parmi les travaux exécutés au moyen de ce système, il faut citer :

La conduite d'Argenteuil de 0m.80 de diamètre et 2.500 mètres de long pour le refoulement des eaux de l'aqueduc d'Achères.

Le réseau de distribution des eaux de la plaine d'Achères, de Gennevilliers, Pierrelaye, Méry et Triel, de diamètre variant entre 0m.30 et 2 mètres sur une longueur de 200 kilomètres.

Les conduites de refoulement et d'adduction des eaux de la ville de Nîmes, diamètre 0 m. 90, pression 60 et 100 mètres, longueur 25.000 mètres.

234. Siphon des rios Sosa et Ribabona, a Monzon (Espagne). — Le canal d'Aragon et de Catalogne destiné à l'arrosage de 100.000 hectares de terrain traverse les deux vallées successives des rios Sosa et Ribabona qui, avec une longueur de plus d'un kilomètre présentent

une dépression de plus de 30 mètres en certains endroits. On adopta pour leur traversée la construction d'un siphon colossal qui devait donner passage à un débit de 35.000 litres à la seconde; le projet élaboré par M. Ribera, Ingénieur constructeur à Madrid et M. A. Bonna fut exécuté par M. Ribera; il consistait dans l'établissement de deux tuyaux de 3 m.70 de diamètre et accolés suivant leur diamètre horizontal.

Ces tubes suivaient en tranchée et en une seule ligne droite les pentes des deux vallées à traverser, lesquelles atteignaient jusqu'à 15 0/0. Sur la rivière Sosa les tubes s'appuyèrent sur un pont en béton de 5 arches de 15 mètres et 10 arches de 3 mètres et sur le Ribabona ils furent posés sur un pont oblique en maçonnerie de 4 mètres de portée. L'armature en acier des tuyaux était composée :

1° par une tôle d'acier de 0 m. 003 à l'intérieur;

2° par une armature de fers T dont la section variait de $\frac{30 \times 30}{4}$ à $\frac{45 \times 45}{6}$ et l'écartement de 0m.125 à 0m.200 suivant les pressions. Ces fers T qui constituaient les directrices étaient unis à leurs abouts par des brides rivetées; cette armature était enrobée dans une couche de béton fin de 0 m. 15 d'épaisseur, dosé à 450 kgr. de ciment Portland pour 0 m³ 400 de sable, 0 m³ 800 de gravier et 280 litres d'eau.

Au centre du siphon et à son point culminant, deux tubes piézométriques assuraient la régularité du passage de l'eau ; quatre ventouses automatiques placées sur le parcours absorbaient les bulles d'air et une série de tuyaux de 0m.50 de diamètre avec vannes en fonte assuraient la décharge aux points bas.

Une opération délicate consistait dans le transport et la mise en place des immenses et encombrants tuyaux en tôle renforcés par leurs armatures en fers T et ronds et dont le poids total atteignait 5.000 kgr. pour un tube de 6 m.50 de long; on y arriva en plaçant des voies sur le lit en béton maigre qui sert d'appui aux tuyaux et en tirant par des câbles et cabestans placés au sommet du siphon. Une fois le tube et son armature arrivés à leur emplacement, on les suspendait au moyen de deux palans différentiels amarrés à un chariot mobile en bois; lorsque la plate-forme porteuse du tube était

retirée, les palans descendaient celui-ci sur les taquets en bois fixant sa place définitive. La mise en charge de ce gigantesque siphon, le plus important du monde entier eut lieu le 2 mars 1906 en présence de S. M. le roi d'Espagne. Le coût du travail est ainsi divisé :

| | | |
|---|---|---|
| Excavations et remblais . . . | 80.048,30 | pesetas. |
| Tuyaux mis en place . . . . | 1.308.050,00 | — |
| Tubes de décharge et accessoires | 15.865,25 | — |
| Enveloppes sur les ouvrages d'art | 85.035,69 | — |
| Total . . . . | 1.488.999,94 | — |

235. Canalisation de 3 m. 30 de diamètre a l'usine de Fure et de Morge. — La figure 175 donne la coupe transversale d'une conduite de

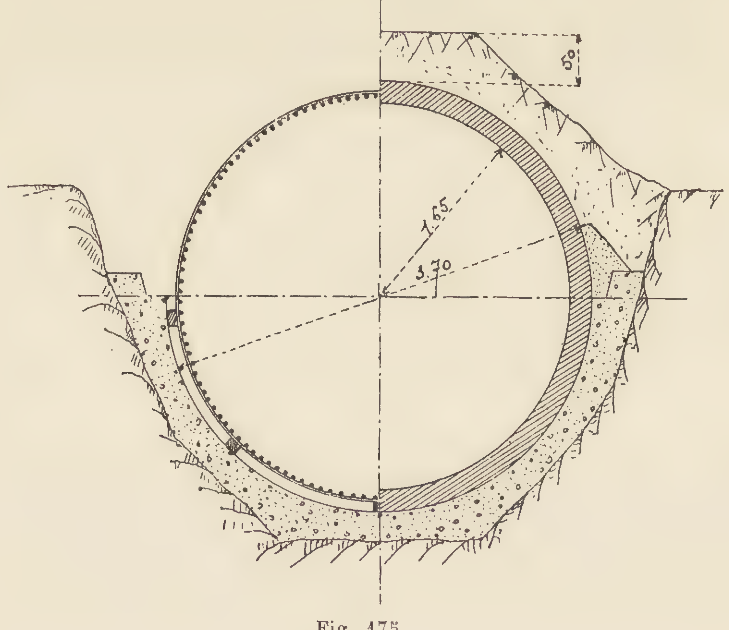



Fig. 175.

3 m.30 de diamètre intérieur et 2.200 mètres de long avec une pression de 18 mètres d'eau exécutée à l'usine de Champ (Isère) par MM. Rossignol et Delamarche ; la conduite se compose : 1° d'un berceau de béton de chaux lourde ; 2° d'un tuyau en béton armé de 0 m.20 à 0 m.25 d'épaisseur contenant une armature métallique dans le milieu de son épaisseur, cette armature étant formée de génératrices de

22 mm. de diamètre et de directrices de 12 mm. à l'écartement de 0 m. 10 pour les premières et 0 m. 11 pour les deuxièmes. Les barres provenant des forges de Vizille étaient droites et mesuraient 11 m, 30 de long et on procédait à l'opération du cintrage au moyen d'une machine spéciale qui pouvait fournir 300 cercles par jour; immédiatement après cintrage les fers étaient soudés, les extrémités étant au préalable martelées et refoulées à chaud.

Le treillis se trouvant ainsi préparé, on le plaçait dans le berceau en béton, en le calant au moyen de réglettes qui le maintenaient à distance voulue et on procédait à l'opération du moulage ; on se servait pour cela : 1° d'un noyau intérieur ou mandrin extensible; 2° de deux demi-enveloppes extérieures ou coquilles ; 3° d'un têtier en deux pièces, l'une intérieure, l'autre extérieure au treillis.

Le moule différait peu de ceux que l'on emploie généralement pour les conduites moulées en tranchée, si ce n'est par ses dimensions et son poids qui en rendaient le déplacement difficile. Le moule étant en place et les matériaux approvisionnés en quantité suffisante de 20 en 20 mètres de chaque côté de la tranchée, on construisait un léger échafaudage composé de deux planchers reposant sur le moule lui-même. Une équipe de 8 hommes servis par un même nombre de manœuvres coulait le béton préparé au fur et à mesure jusqu'à ce que le moule fût plein, ce qui demandait une heure et demie environ ; avec trois moules faisant chacun 3 coulées, on arrivait ainsi à exécuter journellement 36 mètres de conduite, ce qui permit d'achever les 2.200 mètres en 4 mois seulement. La figure 176 représente le mandrin mis en place dans la tranchée.

La coulée étant terminée et le béton ayant fait une prise suffisante, on enlevait les ferrures et les boulons qui maintenaient ensemble les coquilles, le mandrin et le têtier ; les coquilles et le têtier sont alors transportés à leur nouveau lieu d'emploi, sans aucune difficulté car toutes les pièces sont démontables, mais il n'en est pas de même du mandrin pesant à lui seul 3.000 kgr. Pour le transporter, on desserre le mandrin en tournant la manivelle *p*, ce qui a pour effet de réduire le diamètre extérieur et de décoller le mandrin du tuyau. Pour le déplacer, on se sert alors d'un appareil de levage qui se compose : 1° d'un grand fer à T *l* de 10 mètres de

long, reposant à ses deux extrémités sur des excentriques *g* fixés sur deux chevalets ; 2° de deux appareils de levage *ab*,*cd* ; ces appareils se composent de deux galets roulant sur le fer à T et de rouleaux sur lequel le fer à T peut reposer lui-même. Pour obtenir le déplacemeut, on tournait les écrous *m* à l'aide d'une clef, ce qui réduisait la distance *oy* ; tout le mandrin se trouvait donc soulevé par son arbre en prenant appui sur le fer à T à l'aide des galets *a* et

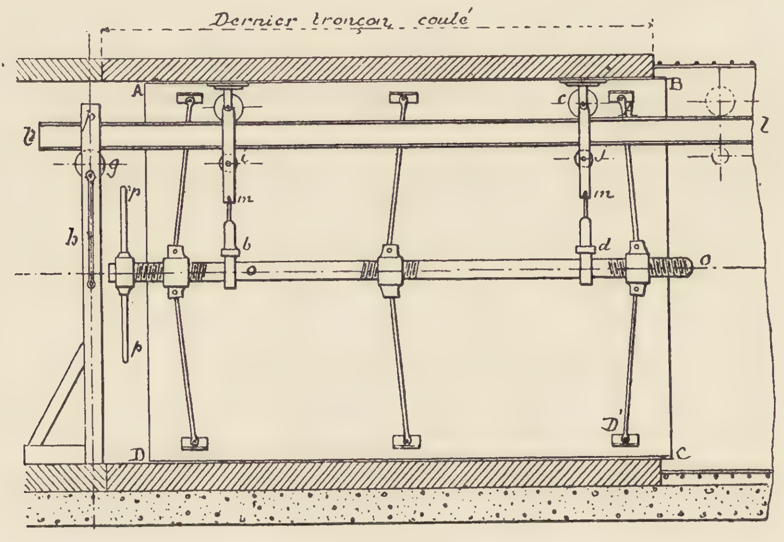



Fig. 176.

*c* ; en poussant le mandrin, les galets *a* et *c* roulaient sur le fer à T et le mandrin pouvait avancer de 4 mètres. Les coquilles et le têtier étaient de nouveau mis en place et le mandrin ramené à son diamètre primitif de 3 m. 30. Il s'agissait maintenant d'avancer de la même quantité tout l'appareil servant au transport du mandrin. Pour cela les écrous *m* et les vis *mb* et *md* se trouvant libres, l'appareil était suspendu en *u* au mandrin ; on lâchait les manivelles *h* des des chevalets, les excentriques *g* s'abaissaient et le fer à T venait reposer sur les rouleaux *i'j'* ; il suffisait alors de le pousser par bout pour le faire avancer de 4 mètres, ce qui remettait le tout dans sa position primitive ; pour toute l'opération il fallait une heure pour six hommes.

Le béton du berceau était composé de 150 kgr. de chaux lourde par mètre cube de béton, le gravier tout-venant provenant des fouilles.

Le béton du tuyau était composé de 500 kgr. de ciment Portland spécial à prise rapide du Valbonnais et de Comboire pour 0 m³ 400 de sable et 0 m³ 800 de gravier propre passant à l'anneau de 3 cm.; l'eau absorbée par ce gâchage était de 300 litres.

236. *Siphon de Chennevières.* — Ce siphon construit par MM. Chassin et fils (fig. 177) a été établi à la traversée d'une large dépression

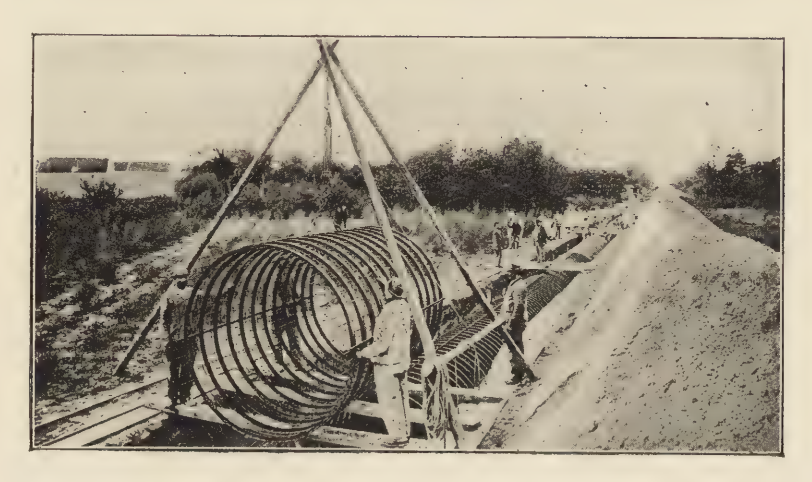


Fig. 177.

du plateau de Conflans, voisine du hameau de Chennevières, au droit de laquelle l'émissaire général a dû être mis en siphon sur une longueur de 2 kilomètres. Il est constitué en ce point par une conduite de 2 mètres de diamètre intérieur, qui a été hourdée dans la fouille. La pression maxima, au point le plus bas ne dépasse pas 15 mètres.

237. Conduites établies sur pylone. — Si pour les conduites souterraines la section circulaire est la plus économique, il n'en est pas de même lorsque celles-ci doivent être placées à plusieurs mètres du sol au moyen de chevalets et pylônes; la conduite circulaire serait en effet très difficile à obtenir dans ce cas au point de

vue des coffrages et d'autre part la forme rectangulaire permet de considérer l'ensemble comme une poutre droite creuse reposant sur les appuis constitués par les chevalets.

238. Canal du simplon. — La figure 178 montre la coupe transversale de la conduite du Simplon étudiée par M. de Mollins ; elle a 3.000 mètres de long et elle est établie sur le flanc d'une montagne

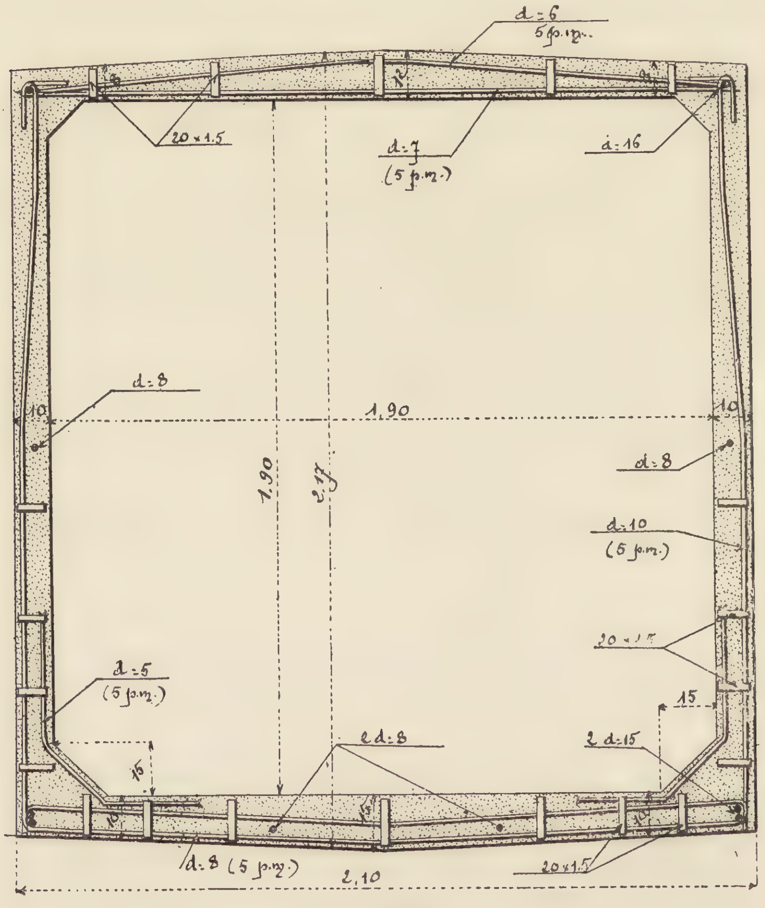


Fig. 178.

et supportée par des appuis de hauteur variable ; ces appuis sont constitués par des chevalets en béton armé distants de 5 mètres, sauf dans les traversées de route où cette distance a été portée à 10 mètres

Cette conduite est considérée comme une poutre creuse de section carrée ayant 1m.9 de côté ; l'épaisseur des parois verticales est de 0 m. 10 seulement ; la couverture est établie pour résister à unesous-pression de 0 m. 40 de haut et mesure 0 m. 08 d'épaisseur aux appuis et 0 m. 12 au milieu ; le fond a 0 m. 10 à l'intersection des parois verticales et 0 m. 15 vers le milieu ; l'armature est constituée par des barres entourant les deux parois verticales et le fond, ces barres étant accrochées à leur partie supérieure à un rond de 16 mm. La conduite a été établie par tronçons de 5 mètres de long et un joint de rupture de 5 mm. d'épaisseur sépare tous les tronçons entre eux de façon à éviter la continuité au droit des appuis.

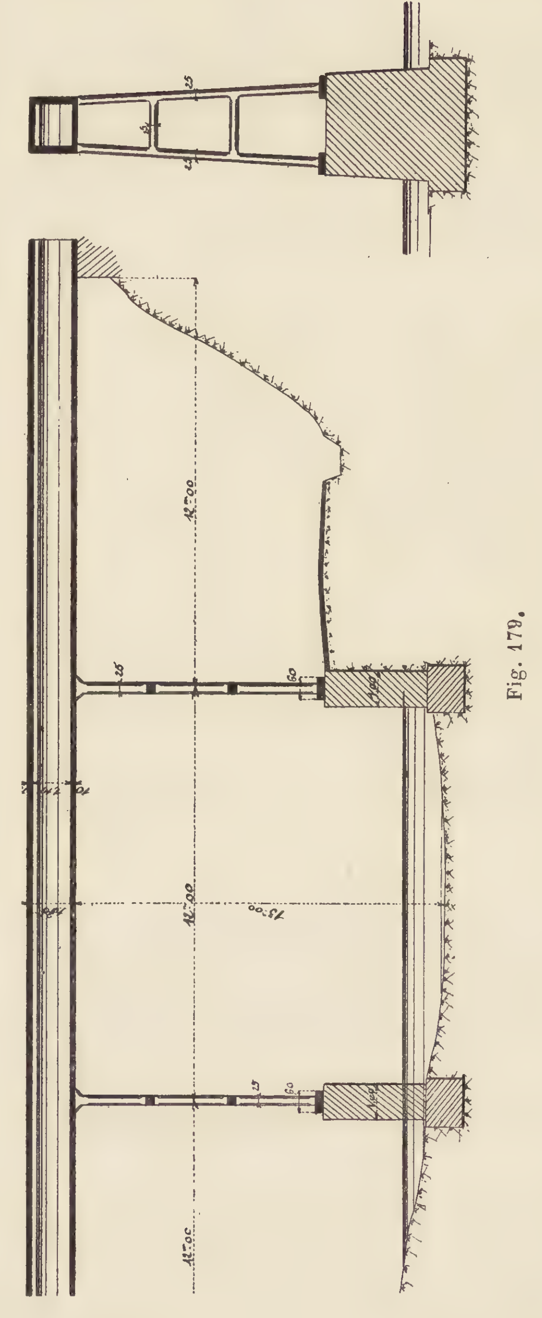


Fig. 179.

239. Aqueduc de Tolozza (Espagne). — La figure 179 donne les vues d'ensemble d'un aqueduc aérien de section beaucoup plus modeste que le précédent, mais qui n'en est pas moins intéressant par la hardiesse de sa construction. Cet aqueduc construit par M. Ribera comprend 5 travées de 12 mètres chacune prenant appui sur 4 piles de 13 mètres de haut, montées sur le ravin d'Araxes. Il est formé par un véritable tube rectangulaire de 1 m. 00 × 1 m. 00 de vide intérieur, les parois longitudinales ayant 0 m. 10 d'épaisseur ; ces parois remplissent l'office de poutres longitudinales et sont armées de 2 barres inférieures de 34 mm. et d'une supérieure de 30 mm., ces deux armatures étant réunies par un treillis et des étriers de 6 mm ; les palées sont formées de deux piliers de 25/25 avec talus de 1/20, appuyés sur une base de 0 m. 60 × 0 m. 60 × 0 m. 20 en béton de chaux hydraulique.

---

# CHAPITRE XXII

## MURS DE SOUTÈNEMENT

240. Généralités. — Dans les constructions en maçonnerie les murs de soutènement sont établis de façon à pouvoir résister par leur poids propre seul à la poussée des terres ; on vérifie donc la stabilité d'un mur en maçonnerie en déterminant la résultante de la poussée des terres et du poids de la maçonnerie au-dessus de la section considérée ; la ligne d'action de cette résultante doit passer par le tiers intérieur de cette section, sinon il est indispensable d'augmenter la largeur du mur et par suite son poids. Pour un avant-projet ou une étude de moyenne importance, il est d'usage de donner aux murs de soutènement en maçonnerie une épaisseur à la base égale au 1/3 de la hauteur des terres et au sommet une épaisseur égale au 1/4 ou au 1/5 de cette même dimension. Très souvent on est ainsi conduit à charger le terrain d'une façon considérable et les fondations qui en résultent sont très coûteuses.

Tout autre est le calcul des murs en ciment armé, car ici la terre elle-même est utilisée pour résister à sa propre poussée et l'épaisseur des murs est réduite souvent à 0 m. 10 ou 0 m. 15 au lieu de 1 à 2 mètres ; pour réaliser cette condition, il suffit d'établir une semelle inférieure rendue solidaire de la paroi verticale par des moyens particuliers à chaque cas, et capable de supporter le poids des terres situées au-dessus, sans le concours de celles situées au-dessous. Pour qu'un renversement puisse se produire, il faudrait alors que la semelle inférieure soit entraînée avec tout son poids de remblai, et pour le rendre impossible, il suffira de calculer avec un certain coefficient de sécurité le poids des terres qui fera équilibre à leur poussée et d'établir la semelle en conséquence.

241. Talus naturel des terres. — Les murs de soutènement sont destinés à maintenir le talus des terres en déblai ou en remblai lorsque l'inclinaison de ces talus dépasse celle sous laquelle les terres peuvent d'elles-mêmes se tenir en équilibre. Soit AB (fig. 180) un talus faisant avec l'horizontale un angle $\alpha$ qui est celui sous lequel les terres commencent à glisser. Considérons un élément C de poids P placé sur ce talus; déterminons les composantes T et N de la force P, la première parallèle à AB et la deuxième perpendiculaire à la même ligne. Si $f$ est le coefficient de frottement des terres, nous aurons, puisqu'il y a équilibre :

$$T = N \times f \qquad \text{et} \qquad P\sin\alpha = P \times f\cos\alpha$$

ou:

$$\text{tang. } \alpha = f$$

Le talus naturel des terres est donc celui qui fait avec l'horizontale un angle dont la tangente est égale au coefficient de frottement des terres sur elles-mêmes. Pour les terres ordinaires, sèches ou très légèrement humides, on a : $\alpha = 35°$ environ et pour des argiles très humides : $\alpha = 17$ à $18°$ seulement.

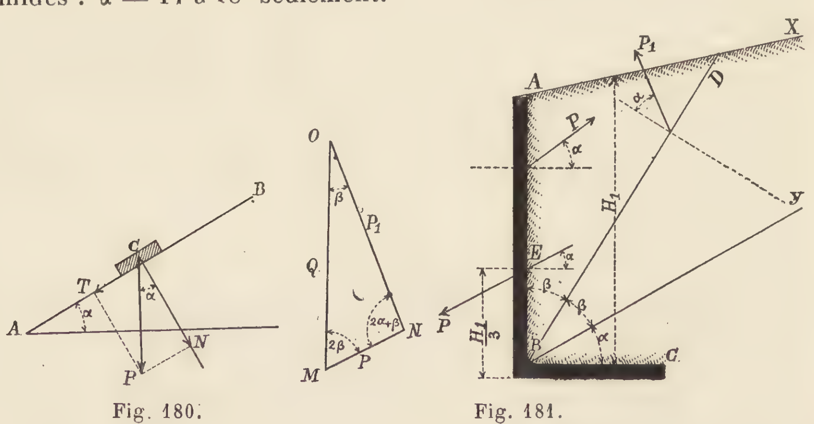



Fig. 180. Fig. 181.

242. Poussée des terres. — Le mur de soutènement subit de la part du volume de terre qui tend à se détacher une pression appelée la poussée des terres ; ce volume de terre s'appelle prisme de poussée ou prisme de rupture. Le prisme de plus grande poussée est celui pour lequel cette pression est maxima et se détermine très approximativement en menant la bissectrice de l'angle formé par le talus naturel et la verticale du mur de soutènement (fig. 181).

Soit : ABC le mur de soutènement ;
AX l'arête supérieure du remblai ;
By le talus naturel des terres.

Traçons la bissectrice BD de l'angle ABy ; le prisme ABD ainsi obtenu est le prisme de plus grande poussée ; puisqu'il y a équilibre, les forces en jeu doivent s'annuler, or ces forces sont :

1° d'une part, le poids Q du prisme ABD ;

2° d'autre part, la réaction D du mur AB et celle $P_1$ du talus naturel des terres.

Or P est la résultante de la réaction normale à la face AB et de la force de frottement développée dans le plan AB ; P fait donc avec la normale à AB un angle $\alpha'$ égal à l'angle de frottement des terres sur la paroi en ciment armé ; de même on démontrerait que la force $P_1$ fait avec la normale à By un angle $\alpha''$ égal à l'angle de frottement des terres sur elles-mêmes. Pratiquement, on pourra prendre :

$$\alpha = \alpha' = \alpha'' = 35°$$

Nous connaissons donc la valeur de Q et sa direction ainsi que les directions de P et $P_1$ ; par un point quelconque O, on mènera la verticale OM = Q et une parallèle à la direction connue de $P_1$ ; par M on tracera la parallèle à P et on connaîtra ainsi les valeurs des réactions P et $P_1$. La réaction P du mur de soutènement étant égale et de signe contraire à la poussée des terres sur le mur, nous connaîtrons la valeur et la direction de celle-ci. D'après des expériences faites par le général Poncelet, le point d'application de cette poussée serait toujours situé entre les 0,333 et 0,366 de la hauteur ; pratiquement, on admet que le point d'application de la poussée est à 1/3 de la hauteur du parement intérieur du mur, celui-ci étant supposé prolongé jusqu'au niveau des terres.

La valeur algébrique de P peut se déduire de la construction précédente ; en effet dans le triangle OMN on connaît un côté Q et les angles et on en déduit :

$$P = \frac{Q \sin\beta}{\sin(2\alpha + \beta)} ;$$

et si l'on prend : $\alpha = 35°$ :

$$\beta = \frac{90 - 35}{2} = 27°30' ;$$

$$2\alpha + \beta = 97°30'$$

d'où :
$$P = \frac{Q \times 0,462}{0,991} = 0,44\ Q ;$$

Si $H_1$ est la hauteur des terres et si l'on prend 1.500 kgr. pour le poids spécifique du remblai, la poussée par mètre courant sera :

$$P = 0,44\ (S \times 1\,500)$$

Or :
$$S = \frac{H_1^2}{2} \times \cot.\ (\alpha + \beta)$$

$$= \frac{H_1^2}{2} \times 0,521 = 0.261\ H_1^2$$

d'où :
$$P = 0,44\ (0,261\ H_1^2 \times 1500) = 170\ H_1^2$$

Telle est la valeur de la poussée des terres dont le point d'application E est tel que $BE = \frac{H_1}{3}$ et dont la direction fait avec l'horizontale du point E un angle égal à l'angle de frottement des terres que nous avons supposé égal à 35°.

243. Calcul des murs de soutènement. — a) *Mur composé d'une simple paroi verticale.* — Lorsque le mur n'est pas trop élevé (1 m. 50 à 2 mètres par exemple), on peut se passer de semelle inférieure et encastrer la paroi verticale dans un massif en béton ou en maçonnerie formant fondations comme l'indique la figure 182. Soit :

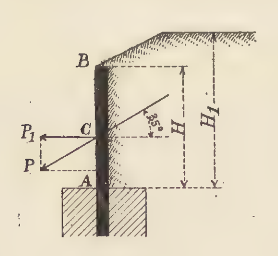


Fig. 182.

P la poussée des terres appliquée au 1/3 de la hauteur ;

H la hauteur du mur ;

$H_1$ celle des terres.

Nous avons vu précédemment que la poussée P faisait avec l'horizontale un angle de 35° ; décomposons cette force suivant la parallèle et la normale à AB, nous aurons :

$$P_1 = P \sin\ (90° - \alpha) = 170 \times 0,819\ H_1^2 = 139,2\ H_1^2$$

Cette poussée qui tend à renverser le mur est appliquée en C tel

que AC : $= \frac{1}{3} H_1$ ; le moment de flexion produit dans la section d'encastrement sera :

$$M = P_1 \times AC = 139,2\, H_1^2 \times \frac{H_1}{3} = 46,4\, H_1^3$$

L'effort tranchant est : $T = 139,2\, H_1^2$.

b) *Mur composé d'une paroi verticale et d'une semelle inférieure.* — La forme du mur est représentée par la figure 183 ; on a à déterminer : 1° l'épaisseur de la cloison verticale ; 2° la largeur de la semelle ; 3° l'épaisseur de la semelle ;

La paroi étant encastrée en B on aura comme dans le cas précédent :

$$\left.\begin{array}{l} M = 46,4\, H_1^3 \\ T = 139,2\, H_1^2 \end{array}\right\} \text{pour la paroi.}$$

La semelle $a$ doit être telle que le poids Q des terres qu'elle supporte maintienne en équilibre la force P et pour cela on doit satisfaire à la relation des moments par rapport à l'arête B :

$$\overbrace{1500 \times a \times H_1}^{\text{Poids des terres}} \times \frac{a}{2} = 46,4\, H_1^3 ;$$

d'où : $$a = 0,248\, H_1 ;$$

d'après ce qui vient d'être dit, cette semelle devra résister aux même moment fléchissant et au même effort tranchant que la paroi; sa constitution sera donc la même que celle-ci ; l'armature qui sera déterminée devra être disposée vers la face supérieure de la semelle car celle-ci est en porte-à-faux ; mais on aura soin d'établir une 2e armature vers la face inférieure de la semelle, celle-ci étant destinée à répartir la charge résultant de la poussée et du poids des terres sur le sol de fondation.

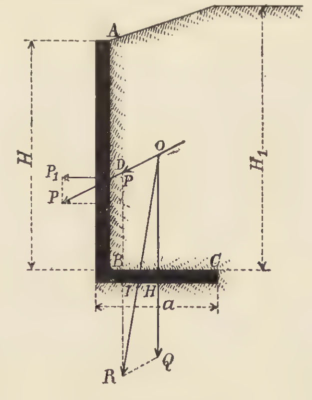


Fig. 183.

Enfin il reste à vérifier si la charge maxima transmise par cette résultante R sur le terrain de fonda-

tion ne dépasse pas la limite que la nature du sol permet de lui attribuer.

c) *Mur composé de contreforts verticaux et de semelles avant et arrière.* — Les deux cas qui précèdent peuvent être appliqués pour des hauteurs de terre de 1 à 3 mètres, mais au-delà il y a avantage à adopter le profil général de la figure 184.

Le mur est alors constitué par :

1° Une paroi soutenue par des contreforts arrière AECB;

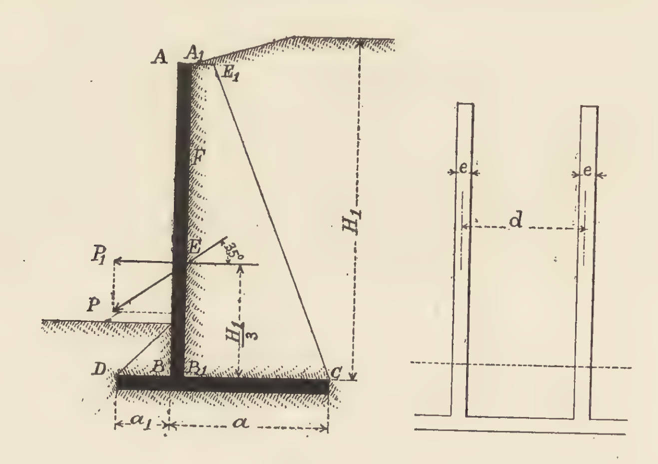



Fig. 184.

2° Une semelle arrière destinée à supporter le poids des terres nécessaires pour l'équilibre de la poussée ;

3° Une semelle avant $a_1$ soutenue par des contreforts BDF et destinée à répartir sur le sol avant la partie de la poussée non équilibrée par le poids des terres. La paroi verticale AB doit être considérée comme une dalle reposant sur les contreforts et supportant une charge par mètre courant de mur égale à 139,2 $H_1^2$, cette charge ayant son centre de gravité en E, tel que $B_1E = \frac{H_1}{3}$ et étant nulle au sommet du mur ; l'épaisseur de la paroi sera donc variable et maxima en bas pour être presque nulle en haut ; il sera facile de la calculer ainsi que son armature dont les barres de résistance seront *horizontales* et placées du côté opposé aux terres et dont les barres

de répartition seront *verticales* et placées tangentiellement aux précédentes du côté des terres.

Si *d* désigne l'écartement d'axe en axe des contreforts, ceux arrière auront à supporter une poussée horizontale appliquée au tiers inférieur de leur hauteur et un effort tranchant maximum égaux à $139,2\ H_1^2 \times d$.

La semelle arrière doit pouvoir supporter d'elle-même le poids des terres placées au-dessus ; dans le cas précédent nous avions supposé que ce poids devait être suffisant pour maintenir l'équilibre et nous avions calculé la largeur *a* de la semelle en conséquence ; mais ici la hauteur du mur pouvant être très élevée nous devons supposer qu'il nous est impossible de prendre toute la largeur de la semelle qu'il serait nécessaire pour remplir cette condition et *a priori* nous nous donnerons un maximum pour *a* ; d'ailleurs ce maximum se trouve la plupart des cas défini par les conditions mêmes du projet qui fixent l'épaisseur totale dont on peut disposer pour les contreforts arrière.

La semelle avant est destinée, avons-nous dit, à supporter la portion de poussée non équilibrée par le poids des terres supportées par la semelle arrière ; évaluons approximativement cette poussée en recherchant graphiquement quelle est la force maintenue en équilibre par le seul poids des terres. Considérons pour cela la paroi verticale AB et la semelle arrière du mur de soutènement (fig 185). Le poids total des terres supporté par la semelle *a* est pour une largeur de mur égale à 1 mètre : $Q = 1500\ aH_1$ ; il agit suivant la verticale passant par le milieu I de BC ; nous connaissons d'un autre côté la direction et le point d'application D de la poussée des terres, déterminés par les relations : $BD = \frac{H_1}{3}$ et angle DMB $= 35°$.

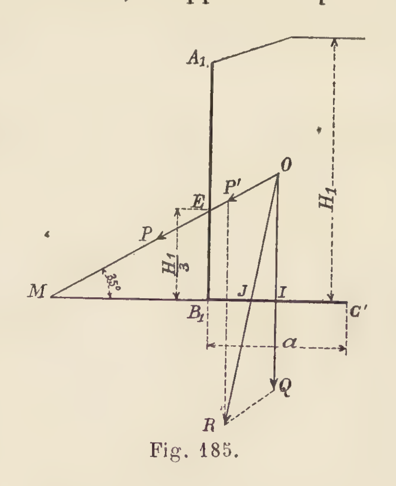


Fig. 185.

Soit O le point de rencontre des deux lignes d'action de la poussée

et du poids des terres ; prenons $IJ = \frac{a}{6}$ et joignons OS qui est la direction de la résultante du poids Q et de la poussée Q′ équilibrée par le poids Q ; la construction du parallélogramme des forces permettra de déterminer facilement la valeur de P′ et par suite la poussée P — P′ qui agira sur la semelle-avant. La stabilité sera donc obtenue si le sol de fondation sous la semelle-avant, peut transmettre à celle-ci une réaction égale et de sens contraire à P — P′ par mètre courant. Si $r_e$ est la charge que peut supporter le sol on aura donc :

Largeur nécessaire de la semelle-avant : $a_1 = \frac{P - P'}{r_e}$.

Lorsque les contreforts sont espacés de plus de 2 m. 50 à 3 mètres on peut compléter les semelles par des poutres placées aux extrémités de chaque contrefort, mais le mode de calcul reste toujours le même.

244. Formules et tableaux indiquant la poussée produite sur un mur de soutènement quelconque. — Afin de simplifier le calcul des murs de soutènement nous donnons ci-après une série de tableaux qui permettront de trouver immédiatement la poussée par mètre courant produite sur une paroi verticale, quels que soient le talus naturel des terres, l'inclinaison de la paroi par rapport à la base, etc.

La formule générale, qui résulte des principes établis plus haut pour des cas particuliers, donne, en désignant par :

$h$ la hauteur des terres ;

$p$ le poids par mètre cube des terres ;

$\alpha$ l'angle du talus naturel ;

P la surcharge par mètre carré agissant sur le prisme de poussée : pour la poussée des terres :

$$F = \frac{p}{2}\, tg^2\left(45^\circ - \frac{\alpha}{2}\right) \times h^2$$

pour la poussée de la surcharge :

$$F_1 = P \times tg^2\left(45 - \frac{\alpha}{2}\right) h$$

Le point d'application de ces poussées, qui sont évaluées par mètre courant de mur, est situé au 1/3 de la hauteur à partir de la

## Valeur de la poussée des terres.

| Angle que le talus supérieur fait avec l'horizontale | La face intérieure du mur est inclinée de 25 0/0 vers l'intérieur | La face intérieure du mur est inclinée de 15 0/0 vers l'intérieur | La face intérieure du mur est inclinée de 10 0/0 vers l'intérieur | Le mur est vertical | La face intérieure du mur est inclinée de 20 0/0 vers l'extérieur |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| | 1° talus des terres $\alpha = 45°$ | | | | |
| 0 | 0,0482 $ph^2$ | 0,0616 $ph^2$ | 0,0697 $ph^2$ | 0,0858 $ph^2$ | 0,124 $ph^2$ |
| 5 | 0,0496 | 0,0630 | 0,0721 | 0,0893 | 0,1295 |
| 10 | 0,0514 | 0,0663 | 0,0751 | 0,0921 | 0,1363 |
| 15 | 0,0541 | 0,0680 | 0,0784 | 0,0967 | 0,1425 |
| 20 | 0,0565 | 0,0715 | 0,0819 | 0,1029 | 0,1509 |
| 25 | 0,0594 | 0,0760 | 0,087 | 0,1080 | 0,1613 |
| 26° 34′ | 0,060 | 0,0776 | 0,088 | 0,110 | 0,1671 |
| 30 | 0,0635 | 0,0810 | 0,0941 | 0,117 | 0,1763 |
| 33° 41′ | 0,0675 | 0,0879 | 0,0995 | 0,1263 | 0,1890 |
| 35 | 0,0704 | 0,0905 | 0,1041 | 0,1301 | 0,1953 |
| 40 | 0,083 | 0,1067 | 0,1227 | 0,1531 | 0,2288 |
| 45 | 0,1462 | 0,1804 | 0,2044 | 0,2500 | 0,3686 |
| | 2° talus des terres $\alpha = 40°$ | | | | |
| 0 | 0,0676 $ph^2$ | 0,0828 $ph^2$ | 0,0909 $ph^2$ | 0,1087 $ph^2$ | 0,1478 $ph^2$ |
| 5 | 0,070 | 0,087 | 0,0943 | 0,1134 | 0,1552 |
| 10 | 0,0735 | 0,0897 | 0,0977 | 0,1193 | 0,1631 |
| 15 | 0,0763 | 0,0934 | 0,1038 | 0,125 | 0,1715 |
| 20 | 0,0809 | 0,0998 | 0,1110 | 0,1327 | 0,1857 |
| 25 | 0,0878 | 0,1071 | 0,1192 | 0,1428 | 0,2018 |
| 26° 34′ | 0,0896 | 0,1098 | 0,1213 | 0,1475 | 0,2101 |
| 30 | 0,097 | 0,1187 | 0,1309 | 0,1583 | 0,2223 |
| 33° 41′ | 0,1061 | 0,1317 | 0,1441 | 0,1754 | 0,248 |
| 35 | 0,1136 | 0,1372 | 0,1515 | 0,1828 | 0,2601 |
| 40 | 0,1895 | 0,2458 | 0,2494 | 0,2957 | 0,4087 |
| | 3° talus des terres $\alpha = 35°$ | | | | |
| 0 | 0,0924 $ph^2$ | 0,1090 $ph^2$ | 0,1175 $ph^2$ | 0,1355 $ph^2$ | 0,1751 $ph^2$ |
| 5 | 0,0959 | 0,1128 | 0,1222 | 0,1426 | 0,1850 |
| 10 | 0,1013 | 0,1187 | 0,1276 | 0,1498 | 0,1955 |
| 15 | 0,1089 | 0,1249 | 0,1355 | 0,1576 | 0,210 |
| 20 | 0,1149 | 0,1360 | 0,1488 | 0,1729 | 0,2274 |
| 25 | 0,1254 | 0,1492 | 0,1614 | 0,1883 | 0,2531 |
| 26° 34′ | 0,1315 | 0,1549 | 0,1672 | 0,1959 | 0,2648 |
| 30 | 0,1454 | 0,1727 | 0,1881 | 0,2176 | 0,2889 |
| 33° 41′ | 0,1806 | 0,2127 | 0,2278 | 0,2643 | 0,3536 |
| 35 | 0,2356 | 0,2715 | 0,2919 | 0,3345 | 0,4379 |

| Angle que le talus supérieur fait avec l'horizontale | La face intérieure du mur est inclinée de 25 0/0 vers l'intérieur | La face intérieure du mur est inclinée de 15 0/0 vers l'intérieur | La face intérieure du mur est inclinée de 10 0/0 vers l'intérieur | Le mur est vertical | La face intérieure du mur est inclinée de 20 0/0 vers l'extérieur |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| | | 4° talus des terres $\alpha = 30°$ | | | |
| 0 | 0,1224 $ph^2$ | 0,1384 $ph^2$ | 0,1458 $ph^2$ | 0,1667 $ph^2$ | 0,2074 $ph^2$ |
| 5 | 0,1275 | 0,1457 | 0,1522 | 0,1743 | 0,2204 |
| 10 | 0,1371 | 0,1551 | 0,1614 | 0,1959 | 0,2335 |
| 15 | 0,1454 | 0,1650 | 0,1764 | 0,1982 | 0,2541 |
| 20 | 0,1601 | 0,1812 | 0,1926 | 0,2162 | 0,283 |
| 25 | 0,1834 | 0,2064 | 0,2161 | 0,2479 | 0,3077 |
| 26° 34′ | 0,1914 | 0,2217 | 0,2353 | 0,2679 | 0,3379 |
| 30 | 0,2801 | 0,3157 | 0,3345 | 0,375 | 0,4757 |

base, pour le poids propre des terres et à la moitié de cette hauteur pour la surcharge. Suivant la nature du sol on appliquera pour le poids spécifique $p$ et l'angle $\alpha$ les valeurs suivantes :

| | | |
|---|---|---|
| Sable très fin sec . . . . . . . . | $p$ = 1420 kgr. | $\alpha$ = 31° |
| Terre sableuse sèche . . . . . . | — 1700 — | — 35° |
| — humide . . . . . | — 1750 — | — 40° |
| Terre siliceuse sèche. . . . . . | — 1450 — | — 39° |
| — humide . . . . . | — 1690 — | — 44° |
| Terre végétale ordinaire sèche . . | — 1450 — | — 45° |
| — — humide. . | — 1550 — | — 48° |
| Terre fortement argileuse sèche . . | — 1800 — | — 42° |
| — — humide . | — 1975 — | — 44° |
| Argile et boue . . . . . . . . . | — 1850 — | — 10° |
| Craie . . . . . . . . . . . . | — 1675 — | — 41° |
| Terre forte très compacte . . . . | — 1900 — | — 55° |

245. Exemples de mur de soutènement. — a) *Mur à Biarritz.* — La figure 186 montre un mur de soutènement construit à Biarritz et mesurant 9 m. 28 de hauteur totale, ce qui représente une poussée de 12.000 à 13.000 kgr. par mètre courant ; malgré cela l'épaisseur est de 0 m. 16 à la base et 0 m. 08 au sommet, cette paroi étant renforcée par des contreforts de 1 m. 75 de largeur placés tous les 1 m. 50. La semelle-avant transmet sur le sol une pression de 20 kgr.

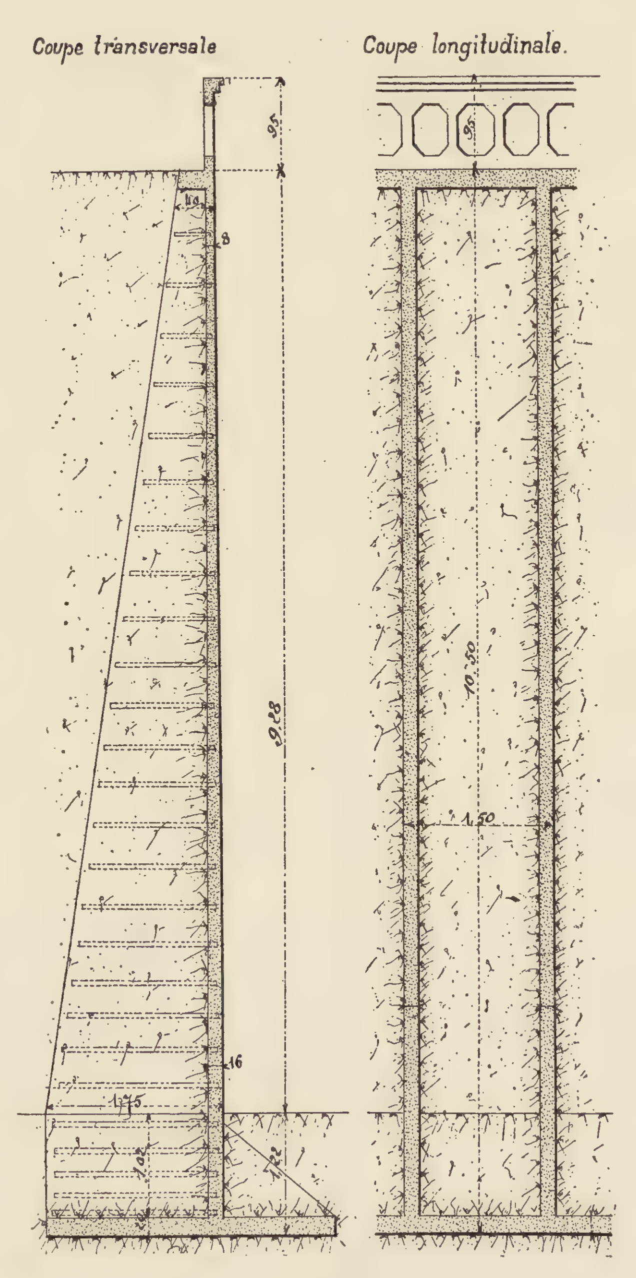

Coupe transversale
Coupe longitudinale.
95
40
8
9.28
16
1.75
10.50
1.50

Fig. 186.

par cm². On peut juger de l'économie apportée par le ciment armé en remarquant qu'un mur en maçonnerie construit pour résister à la même poussée aurait eu une épaisseur moyenne de 3 m. 00 et un poids de 60.000 kgr. environ par mètre courant.

b) *Quai de débarquement de l'usine du secteur des Champs-Elysées.* — La figure 187 représente la coupe transversale d'un quai de débarquement à charbon construit en 1905 par M. Ed. Coignet à l'usine du secteur des Champs-Elysées à Levallois-Perret. Ce quai constitue un mur de soutènement de 8 à 10 mètres de hauteur totale.

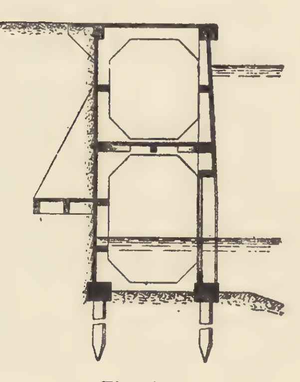


Fig. 187.

c) *Mur du quai de Billy à Paris.* — Les travaux de l'Exposition de 1900 avaient nécessité la construction d'une voie nouvelle longeant la Seine au quai de Billy et passant en contre-bas de la perspective du Trocadéro et du Champ deMars ; cette voie destinée au passage des voitures et piétons en dehors de l'enceinte de l'Exposition avait 14 mètres de large et était construite en tranchée de manière à former cuvette vers le milieu de 300 mètres de long et 0,025 de pente par mètre. Les murs de soutènement, démolis aujourd'hui, qui limitaient cette tranchée avaient été construits d'après les plans de la maison Hennebique; ils avaient une hauteur variant de 0 m. 45 aux deux extrémités à 6 m. 60 vers le milieu; cette épaisseur considérable des terres formées uniquement de remblais sans aucune cohésion, a nécessité des dispositions spéciales pour la construction du mur vers le milieu de la tranchée. La figure 188 montre le schéma de la coupe transversale de cet ouvrage des plus intéressants.

Un plancher intermédiaire a été établi à mi-hauteur environ de la semelle inférieure et de la crête du mur, de façon à pouvoir supporter le poids du remblai au-dessus de cette partie; le plancher est constitué par une dalle de 0 m. 12 d'épaisseur s'appuyant sur deux poutres longitudinales de 0 m. 20 × 0 m. 24 qui prennent elles-mêmes leur appui sur des contreforts placés tous les 1 m. 50 en-

viron. Le mur de soutènement proprement dit se compose d'une cloison en béton armé de 0 m. 08 d'épaisseur au sommet et 0 m. 16 à la base, armée de fers ronds de 8 mètres placés horizontalement tous les 20 cm. et de barres verticales dont le diamètre et l'espacement varient au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la semelle inférieure. Cette cloison est encastrée dans les contreforts considérés en porte-à-faux ; le plancher intermédiaire a été calculé d'après le principe

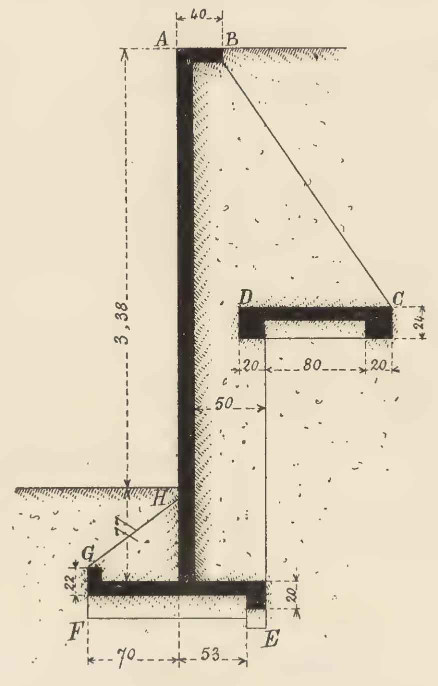



Fig. 188.

suivant : le poids propre des terres qu'il supporte doit équilibrer la moitié de la poussée totale et la semelle-avant doit résister à l'autre moitié, tout en chargeant le terrain dans les limites du possible. Cette semelle est constituée par une dalle prenant appui sur 2 poutres longitudinales soutenues elles-mêmes par les contreforts; la poutre vers la partie avant de la semelle se trouve renversée car les efforts auxquels elle est soumise sont dirigés de bas en haut, ainsi que nous l'avons vu, tandis que la poutre de la semelle-arrière

doit résister à des efforts dirigés de haut en bas (poids des terres). Enfin des contreforts-avant soutiennent l'ensemble de la semelle chargée de bas en haut et sont soumis à des efforts de compression de même sens; la semelle inférieure transmet une pression minime de 1 kgr. par cm² sur le sol.

On conçoit alors que pour produire le renversement du mur, il aurait fallu une poussée suffisante pour soulever le plancher intermédiaire et sa charge de remblai. Après l'Exposition tous ces travaux ont été démolis et on a procédé à des essais de résistance du mur ainsi établi; des palans ont été attachés à l'extrémité supérieure du mur et malgré la force considérable qu'on pouvait ainsi développer, on n'est pas arrivé à produire l'arrachement de la paroi. Un mur en maçonnerie aurait eu 1 m. 60 à 2 m. 00 d'épaisseur moyenne et aurait exigé des fondations coûteuses, étant donné la nature du sol qui était peu consistant.

---

# CINQUIÈME PARTIE

## CONSTRUCTIONS INDUSTRIELLES ET PARTICULIÈRES

---

PLANCHERS D'USINES — DIFFÉRENTS SYSTÈMES — SILOS — PLANCHERS DE MAISONS PARTICULIÈRES — CLOISONS ET ESCALIERS — TOITURES — ENCORBELLEMENTS

---

## CHAPITRE XXIII

### PLANCHERS D'USINES

*Description des principaux systèmes employés*

246. Principaux systèmes. — Le béton armé a pris un tel développement qu'il ne se passe pour ainsi dire pas de jour, sans que l'on ne voit apparaître un nouveau système ou une nouvelle application. Nous n'avons donc pas la prétention de les décrire tous, ni même de les citer, mais nous nous efforcerons de donner la caractéristique des systèmes reconnus par la pratique et notamment ceux employés en France. Nous donnerons également autant que possible des exemples pour chacun d'eux et mentionnerons quelques applications à des travaux exécutés.

#### § A. — SYSTÈME MONIER

247. Description. — Les dalles système Monier sont les plus anciennes connues et sont appliquées aujourd'hui par la plupart des constructeurs. Les figures 189 montrent les détails de l'armature

d'une dalle en béton reposant, soit sur des murs, soit sur des poutres en béton armé ou en fer. Les barres *a* placées dans le sens de la portée

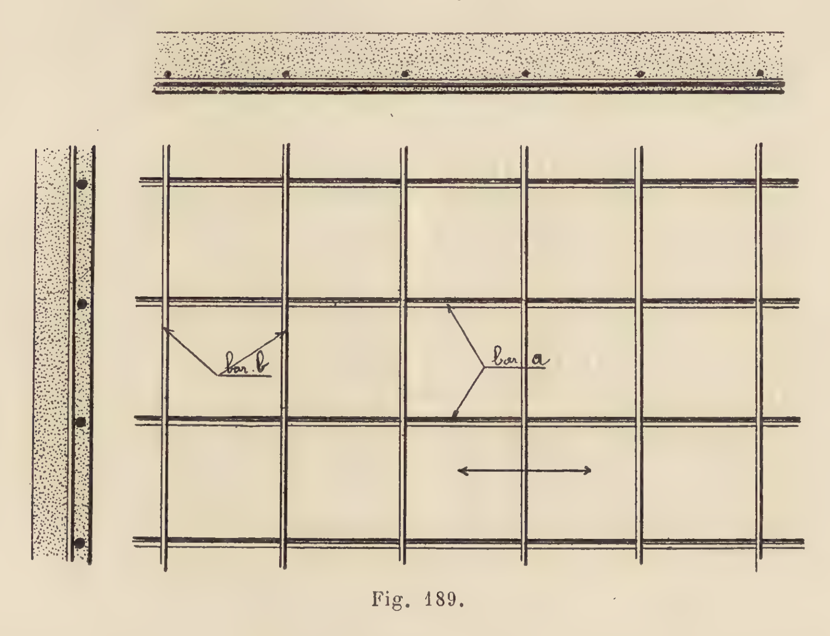



Fig. 189.

de la dalle sont appelées barres de résistance et les barres *b* placées perpendiculairement aux précédentes sont les barres de répartition.

## § B. — SYSTÈME COIGNET

248. Description. — Ainsi que nous l'avons dit, en donnant l'historique des constructions en ciment armé, M. Ed. Coignet fut un des premiers ingénieurs qui appliqua le ciment armé à la construction des planchers. Le système, qu'il employa au début et faisant l'objet de son premier brevet, est caractérisé par les principes suivants : Les poutrelles de forme rectangulaire étaient fabriquées d'avance et montées ensuite à leur lieu d'emploi comme des poutrelles en fer ; un hourdis mince de 0 m.06 à 0 m.08 d'épaisseur reposait ensuite sur ces solives qui étaient utilisées en même temps pour le support du coffrage du hourdis. C'était là en effet la caractéristique et le principal avantage du système : on calculait la poutrelle isolée et on la construisait de telle façon qu'elle fût capable de supporter,

en outre du coffrage nécessaire pour l'exécution du hourdis, les hommes employés à la fabrication de ce dernier. On supprimait ainsi tous les étais encombrants et coûteux; de plus comme on avait soin de laisser dépasser les ligatures verticales des poutrelles et de les rabattre ensuite dans l'épaisseur du hourdis au moment de la confection de ce dernier, on obtenait un ensemble monolithe. La

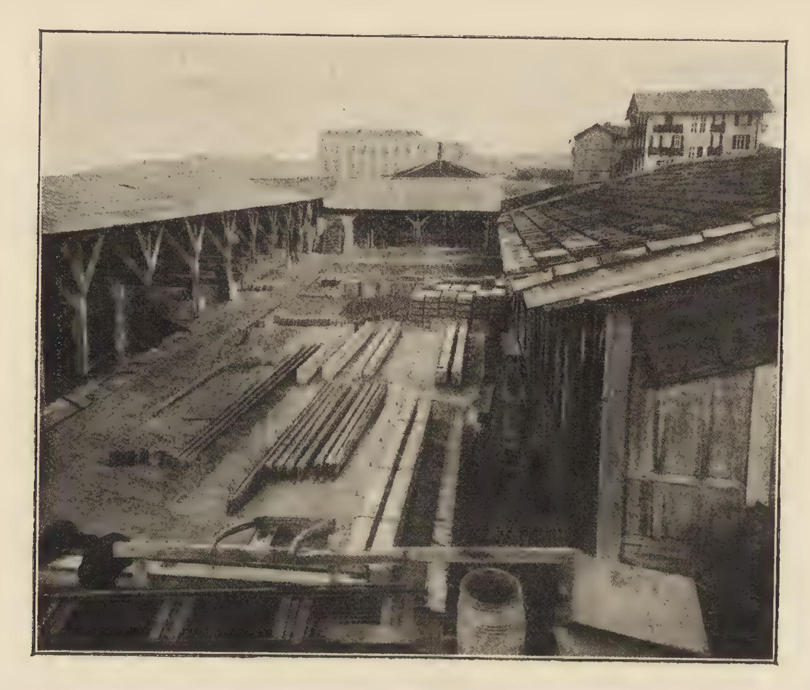


Fig. 190.

photographie figure 190 montre un chantier de fabrication des poutres ainsi exécutées à l'avance, établi pour la construction du casino municipal et de l'établissement des bains de la ville de Biarritz. Mais ce système ne peut être employé que pour des planchers de faible portée et de faible surcharge pour lesquels on peut obtenir des poutrelles légères assez faciles à barder et à mettre en place. Le prix de revient de ce système est assez élevé; il n'est plus employé par M. Coignet que dans des cas spéciaux où cette plus-value est justifiée par la grande hauteur des ouvrages et largement compensée par

par l'économie des échafaudages ; c'est ainsi qu'il a été appliqué par ce constructeur pour l'établissement du tablier du grand pont de Luxembourg.

La figure 191 donne une vue perspective d'une poutre avec son hourdis, le tout fabriqué dans un coffrage spécial monté au lieu même d'emploi et soutenu par des étais. Les barres A supportent seules les efforts de tension, la résistance donnée par le béton étant négligée ; les barres B complètent la section de béton comprimé lorsque celle-ci n'est pas suffisante ; enfin ces deux armatures sont

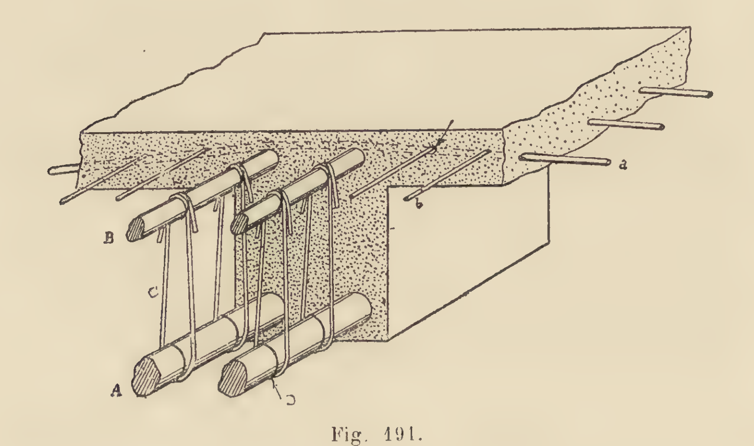



Fig. 191.

reliées par les barres C, appelées attaches ou étriers, lesquelles sont calculées pour résister à l'effort tranchant ; on obtient ainsi une armature parfaitement rigide, qui après sa mise en place ne se déformera pas sous l'effet du pilonnage. Il est bon de remarquer que les barres B sont toujours prévues, alors même que la section de béton travaillant à la compression étant suffisante, elles seraient inutiles, car en outre du rôle que nous leur avons indiqué, elles servent pratiquement à la liaison des étriers verticaux.

Ce système a été employé dans la construction de nombreuses usines, ateliers, ponts, etc., que nous ne pouvons reproduire ni même citer ici.

Depuis quelques années M. Ed. Coignet a fait breveter un nouveau perfectionnement dans le mode de constitution des armatures

et c'est ce dernier système, réellement très économique, qu'il emploie presque exclusivement aujourd'hui.

Ce système dit *d'égale résistance* est représenté par la vue perspective (fig. 192). Il est constitué par des groupes de barres élémentaires *a* de faible diamètre, l'une droite, les autres repliées ; *l* représentant celles à gauche et *r* représentant celles à droite de la barre centrale qui seule franchit toute la longueur ; la section totale de toutes ces barres élémentaires remplace la section d'une seule grosse barre de tension de l'ancien système, mais au fur et à mesure que le moment fléchissant diminue, on perd une, deux, trois barres élémentaires ; en outre celles-ci au lieu d'être arrêtées simplement au point où elles deviennent inutiles, se relèvent à leurs extrémités suivant un angle de 45° et viennent s'accrocher à la barre de compression supérieure. Les parties relevées, non seulement s'opposent ainsi au glissement des barres, mais encore font fonction d'armatures transversales. La même poutre peut comporter une, deux, trois ou quatre séries de groupes ainsi constitués et qui comprennent généralement 5, 7 ou 9 barres chacun. Une petite machine, fabriquée spécialement, permet de couder à froid et très exactement toutes les barres et deux manœuvres suffisent généralement à la confection complète des armatures d'un chantier d'importance moyenne. On

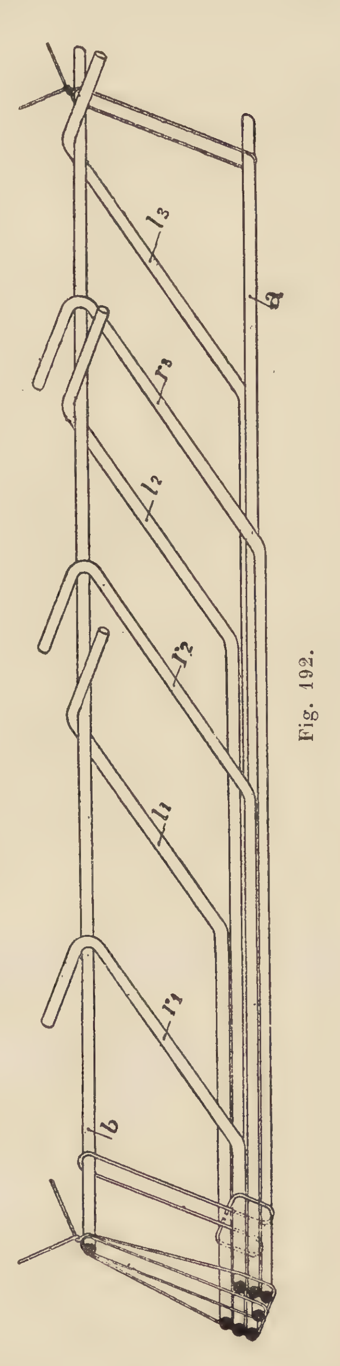


Fig. 192.

voit que la main-d'œuvre est ainsi réduite à sa plus simple expression. Un autre avantage réside dans l'emploi de barres de faible diamètre, qui comme on le sait ont une résistance sensiblement plus élevée que les grosses barres rondes.

*Exemple de construction de planchers.* — M. Ed. Coignet vient de terminer récemment les hangars à étages du môle E de la Pinède à Marseille, entièrement construits en ciment armé, au moyen du système d'égale résistance que nous venons de décrire. C'est là une entreprise considérable, si l'on en juge par les dimensions de ces magasins, au nombre de 2, et mesurant chacun 240 mètres de long par 32 mètres de large, avec une surcharge pour les planchers de 2.500 kgr. par mètre carré; le tout a été exécuté en 10 mois. La figure 193 donne la vue du 1<sup>er</sup> étage d'un hangar, qui dans le sens de la longueur est divisé en 6 tronçons de 40 mètres de long, complètement indépendants l'un de l'autre ; c'est là une des particularités de la construction qui repose au moyen de pieux en bois sur un terrain résistant fortement incliné, car les pieux qui ont 6 à 7 mètres de long du côté de la terre ont jusqu'à 16 et 17 mètres du côté de la mer ; on pouvait craindre que des poussées intervinssent de ce fait et que, ajoutées à l'effet de la dilatation, elles pussent occasionner des fissures, qui d'ailleurs ont été remarquées dans des hangars métalliques de moindre importance. On a donc divisé cette longueur de 240 mètres au moyen de 5 coups de sabre, qui ont produit un vide de 0 m. 04, tant sur la toiture que sur les planchers, piliers, murs en façade, etc., et jusqu'aux fondations. Les poutres ont été calculées comme continues d'un joint de dilatation à l'autre et les armatures ont été établies dans ces conditions. L'étanchéité de la terrasse est obtenue au moyen de 4 couches de papier goudronné, reliées entre elles par du ciment volcanique, le tout étant recouvert de 0 m. 08 de sable et gravier.

### § C. — SYSTÈME HENNEBIQUE

249. Description. — Le système Hennebique a fait son apparition vers 1893. En ce moment on en était encore à la période de tâtonnement dans les constructions en ciment armé et le rôle de chaque



Fig. 193.

élément était insuffisamment connu. Il était tout naturel dans une poutre en béton armé de disposer les fers là où il y avait des efforts de traction et au contraire de laisser le béton seul, là où on n'avait à vaincre que des efforts de compression ; cette considération conduisait pour une poutre posée sur deux appuis à incorporer toute la section de métal vers la face inférieure de la poutre ; mais on remarqua bientôt que des fissures se produisaient à la partie supérieure des poutres, au droit des appuis et principalement lorsqu'il y avait continuité. On fut donc conduit à modifier la première disposition et à incorporer en cet endroit des barres vers la partie supérieure des poutres. Si l'on envisage maintenant que de son côté l'effort tranchant exige une nouvelle armature reliant les deux précédentes tout au moins vers les appuis, on aura le schéma de l'armature que fit breveter M. Hennebique en 1894 et qui consistait à diviser en deux la section de métal nécessaire à l'extension : l'une en barres longitudinales droites à la partie inférieure et l'autre en barres longitudinales pliées vers les extrémités et remontant à la partie supérieure au droit des appuis. C'est ce qui est indiqué par la figure 194 ; en outre on a relié

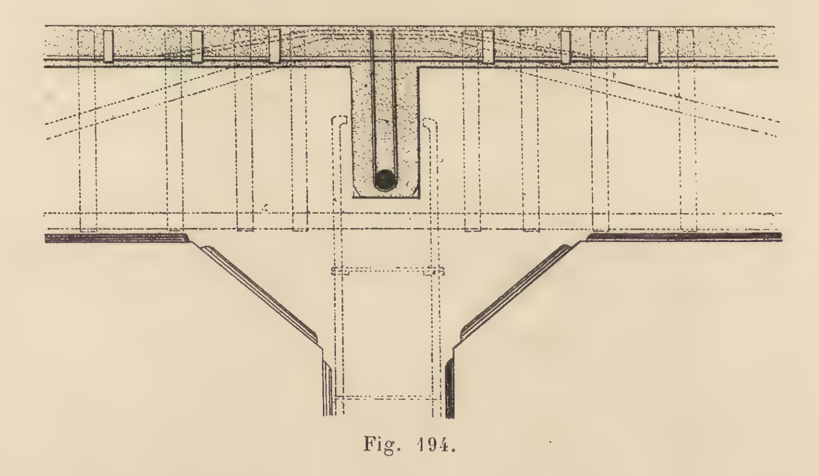


Fig. 194.

comme on le voit sur cette figure les deux éléments, béton et métal par des étriers en fer plat qui entourent les barres inférieures et viennent se recourber dans le béton de la partie supérieure où ils s'encastrent ; leur rôle a pour but de résister à l'effort tranchant et

de ce fait ils sont plus rapprochés vers les extrémités où cet effort est maximum qu'au milieu de la portée où il est nul.

### § D. — MÉTAL DÉPLOYÉ

250. Dalles. — En Amérique et en Angleterre on construit beaucoup de dalles en ciment armé, en employant comme armatures des feuilles de métal déployé. Ce métal est obtenu en entaillant une tôle d'acier d'épaisseur convenable et en l'étirant ensuite dans les deux sens au moyen d'une machine à déployer très puissante. On obtient alors des mailles affectant la forme d'un losange et l'armature doit être placée de telle façon que la plus grande diagonale de ce losange corresponde au sens de la portée de la dalle. On fabrique 5 grandeurs de mailles différentes avec des épaisseurs de tôle variant de 0 mm. 6 à 4 mm. 5. La combinaison de ces deux variables, grandeur de maille et épaisseur des tôles, donne lieu à une série de types variés qui peuvent servir pour toutes les portées et les surcharges. Le métal déployé est introduit en France depuis un certain nombre d'années, mais dans la construction des planchers il n'a pas acquis le même développement qu'en Angleterre, sans doute à cause de son prix de revient qui ne lui permet pas encore de lutter avec les aciers ronds généralement employés et qu'on trouve facilement partout.

Poutres. — La figure 195 montre une disposition adoptée lorsque les dalles de métal déployé doivent reposer sur des poutres ; celles-ci sont tout simplement constituées par des fers à **I**, assemblés et noyés dans du béton de ciment exécuté en même temps que celui de la dalle. Quelquefois, au lieu d'employer des poutrelles à **I**, on se sert d'arcs Golding, qui sont des fers à **U** posés à plat, cintrés suivant la flèche voulue et dont les ailes sont ensuite remplies de béton. Ce dernier système est très répandu aux Etats-Unis et en Angleterre et il est assez économique, car la forme cintrée des poutres permet d'employer des sections de métal relativement faibles ; bien entendu des dispositions spéciales doivent être prises pour que la dernière travée des arcs Golding ne transmette sur les murs aucune poussée horizontale.

*Exemples.* — Les usines Armstrong, Withworth et C[ie] à Newcastle, détruites par un incendie, ont été entièrement reconstruites avec les arcs Golding et des dalles de métal déployé ; la surcharge

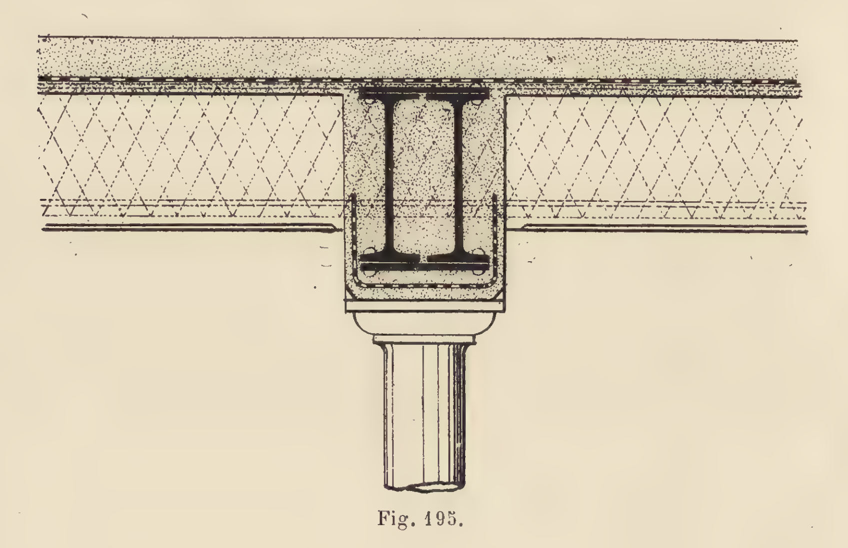


Fig. 195.

était de 4.500 kgr. par mètre carré. Les entrepôts du canal de Manchester comportent 70.000 m² de planchers exécutés en deux fois : 25.000 mètres en 1898 et 45.000 mètres en 1900 avec une surcharge de 2.500 kgr. par mètre ; la portée entre poutres principales est de 4 m. 27, les arcs Golding sont espacés de 1 m. 525 et l'épaisseur de la dalle en métal déployé est de 0 m. 125.

### E. — SYSTÈME DEMAY FRÈRES

251. Description. — La figure 196 représente le système adopté par MM. Demay frères, pour leurs planchers d'usines à poutres apparentes. La caractéristique réside dans l'emploi de fers plats posés de champ, comme barres de résistance des poutres, les dalles restant armées de fers ronds. Les barres supérieures et inférieures sont reliées dans des plans verticaux par des feuillards de 1 mm. sur 10 mm. repliés en hélice ; cette armature transversale est complétée vers les appuis où l'effort tranchant est maximum par une barre d'acier plat ou rond, infléchie à droite et à gauche de la poutre

maîtresse ou du pilier ; cette disposition a en outre l'avantage de relier les abouts de deux poutrelles ou poutres consécutives et de

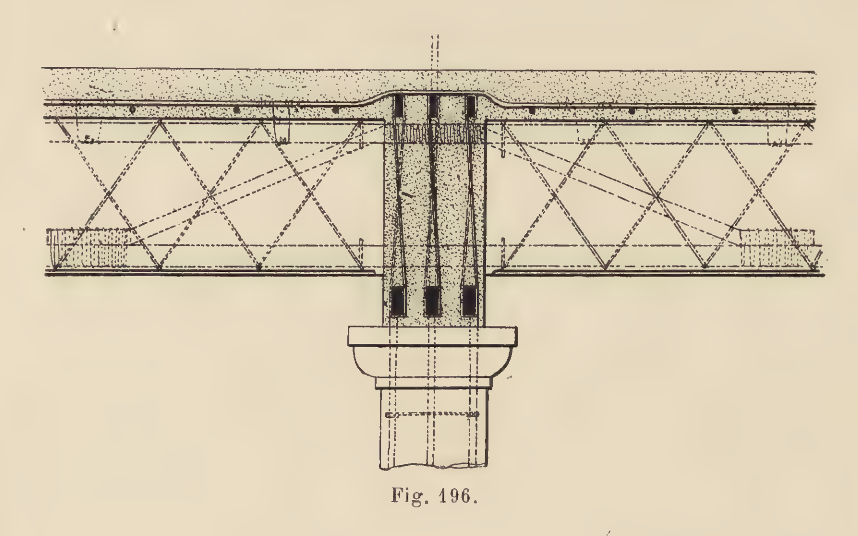


Fig. 196.

faciliter ainsi l'encastrement. Enfin les ossatures supérieures sont munies, à des intervalles de 0 m. 30 environ, de fils de 3 mm. dont les brins laissés en attente sont recourbés dans l'épaisseur du hourdis au moment de la fabrication de celui-ci.

*Exemples.* — Sont exécutés suivant ce système les planchers de la Société vinicole de la Russie méridionale à Odessa, mesurant 18 m. 40 de large et 34 m. 81 de long, les poutrelles étant placées tous les 1 m. 77 et les poutres tous les 5 m. 80.

L'usine de M. Couvreur à Ay, comporte 3 planchers de 21 mètres sur 18 mètres dont le premier supporte une charge de 2.500 kgr. par mètre ; l'épaisseur du hourdis est de 13 cm., celle des poutrelles, espacées de 1 m. 50 et de 4 m. 12 de portée, est de 26 cm. et enfin les poutres principales de 6 mètres de portée ont une épaisseur de 38 cm.

## F. — SYSTÈME BOUSSIRON

252. Description. — Dans le système Boussiron, les barres inférieures et celles supérieures sont droites et les armatures transversales sont constituées par des feuillards recourbés en forme de V.

La figure 197 montre la coupe transversale d'un plancher construit à l'exposition de 1900 pour le restaurant des Congrès ; la surcharge était de 600 kgr. par mètre carré et les poutres espacées de 8 mètres et de 3 m. 50 avaient une section de 0 m. 50 × 0 m. 70.

### G. — SYSTÈME COULAROU

253. Description. — Dans le système Coularou, l'ossature est composée de barres droites inférieures et de barres droites supérieures, ces dernières de faible diamètre étant repliées vers le milieu de la portée de façon à rejoindre les barres droites inférieures auxquelles elles sont attachées dans cette partie centrale. Les deux armatures supérieure et inférieure sont réunies par des barres de treillis travaillant à la traction et ayant pour but de résister à l'effort de cisaillement transversal ; ces barres sont de simples fers ronds terminés par des crochets à chaque extrémité. Lorsque la poutre peut être soumise à des efforts de sens alternatif, on la munit d'une armature symétrique avec barres de treillis dans les deux sens.

La figure 198 montre l'ossature des poutres, poutrelles et piliers d'un plancher de ce système.

### H. — SYSTÈME MATRAI

254. Description. — Ici nous nous écartons un peu des systèmes usuels de béton armé, car le *fer-béton* Matrai repose sur des hypothèses toutes différentes. L'armature des dalles est constituée par des fils en acier disposés en chaînettes, pouvant travailler en charge pratique jusqu'à 15 et 20 kgr. par mm².

Ces fils sont suspendus aux poutres encadrant la dalle et sont groupés autour des diagonales du rectangle, formant ainsi deux larges bandes qui reportent une grande partie des charges sur les quarts extrêmes des poutres. Ces dernières sont prévues en fers à **I** du commerce ou à treillis ; en outre, pour soulager encore ces fers, ils sont renforcés par des câbles suspendus, constitués par une torsade d'un nombre convenable de fils de même nature et de même dia-

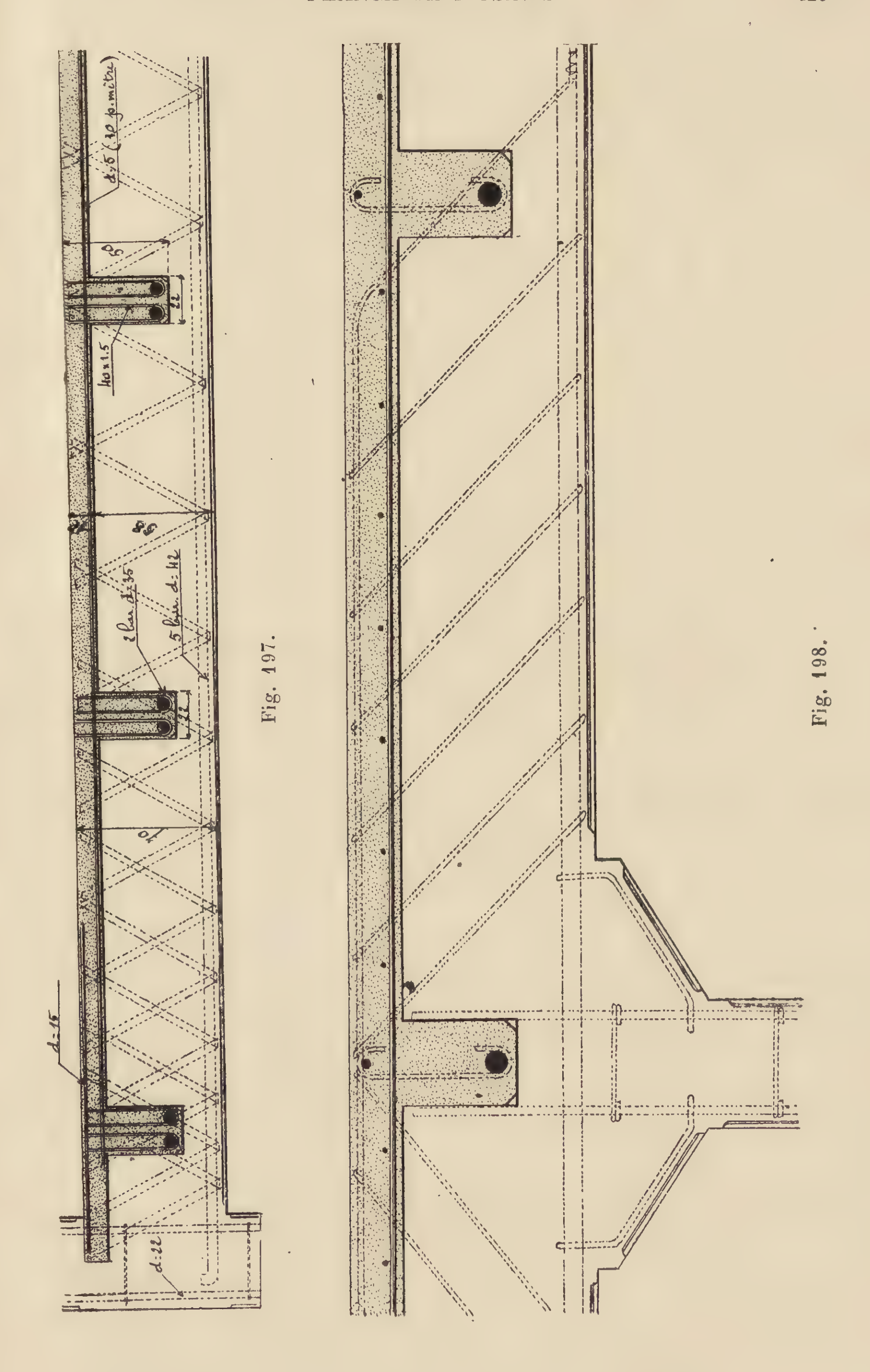


Fig. 197.

Fig. 198.

mètre que ceux employés pour le hourdis. Cette construction métallique est calculée de manière à pouvoir porter seule toute la charge, sans le secours du béton qui l'enrobe; mais, comme l'on sait que le béton prend tout de même une grande partie des charges, les hypothèses de l'inventeur ne sont, sans doute, réalisées complètement que si le béton a complètement épuisé toute sa résistance. (voir plus loin fig. 212).

*Exemples.* — La figure 199 donne la coupe transversale d'une

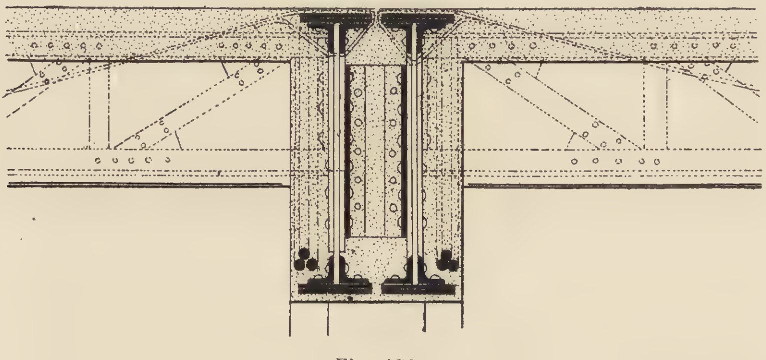


Fig. 199.

poutre principale de 9 à 10 mètres de portée faisant partie d'un plancher établi sur la tranchée du chemin de fer des Moulineaux lors de l'Exposition de 1900. Ce plancher était constitué par une dalle de 14 cm. d'épaisseur, de poutres principales écartées de 5 m. 10 avec des portées de 9 à 16 mètres; lors des essais, une charge de 141.120 kgr. fut établie sur 2 poutres dont 120.000 kgr. concentrés en deux points du plancher et la flèche constatée ne dépassa pas 1 mm. 2 à 1 mm. 3.

### I. — SYSTÈME DE « L'AMSTERDAMSCHE FABRIEK »

255. Description. — « L'Amsterdamsche Fabriek van cementijtzer werken », l'une des plus anciennes maisons d'Europe qui avait acquis les brevets Monier pour la Hollande, a modifié ce système de la façon suivante, indiquée par la figure 200, qui est une coupe sur une poutre principale et un pilier. L'armature du hourdis se compose

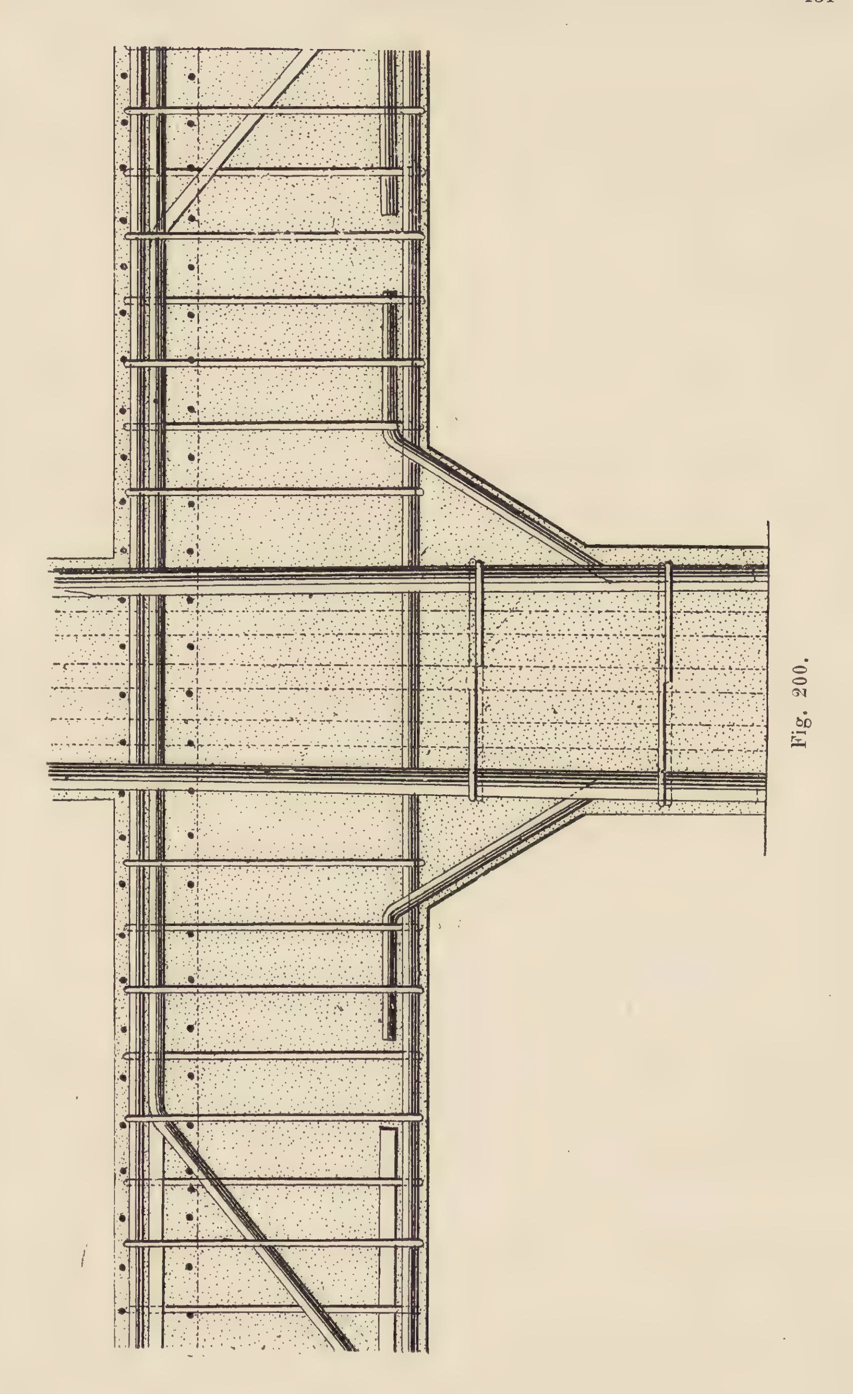


Fig. 200.

d'une série de barres placées vers la face inférieure et d'une autre placée vers la face supérieure emprisonnnant ainsi la masse de béton qui se trouve frettée; les poutres et poutrelles sont armées de fers ronds supérieurs et inférieurs réunis entre eux par des étriers de fer rond entourant les barres deux par deux. Les piliers sont armés de 4, 8 ou 10 barres de fer rond suivant la dimension du pilier, mais toujours en assez grand nombre pour que la section se trouve bien répartie; les semelles des piliers sont constituées par une plate-bande entourée de 4 cornières, le tout étant fixé dans un massif en béton transmettant lui-même la pression sur une deuxième semelle armée de fers ronds laquelle repose directement sur le terrain.

### J. — SYSTÈME WALSER-GÉRARD ET MACIACHINI

256. Description. — La figure 201 indique la coupe d'une poutre système Walser-Gérard exploité par M. Maciachini, à Milan. Les étriers en ronds d'acier sont pliés en forme d'un M renversé; les branches extérieures de ces étriers sont verticales, mais celles intérieures peuvent être inclinées progressivement jusqu'à atteindre 45°.

### K. — SYSTÈME RANSOME

257. Les Américains emploient le moins possible les fers ronds comme ossature des poutres par crainte d'un glissement longitudinal; le système Ransome est caractérisé par la forme spéciale des barres principales, primitivement carrées et auxquelles on a fait subir une torsion comme l'indique la figure 202.

Un important travail a été exécuté avec ce système à Cincinatti (Ohio). C'est la construction entièrement en ciment armé d'un *sky-scraper* américain à 18 étages.

### L. — SYSTÈME THACHER, SYSTÈME JOHNSTON

258. Dans le même but que précédemment, on emploie des barres ayant la forme de la figure 203 obtenue avec un fer rond aplati à intervalles réguliers, et le système Johnston, connu en France sous le nom de barres crénelées (fig. 204).

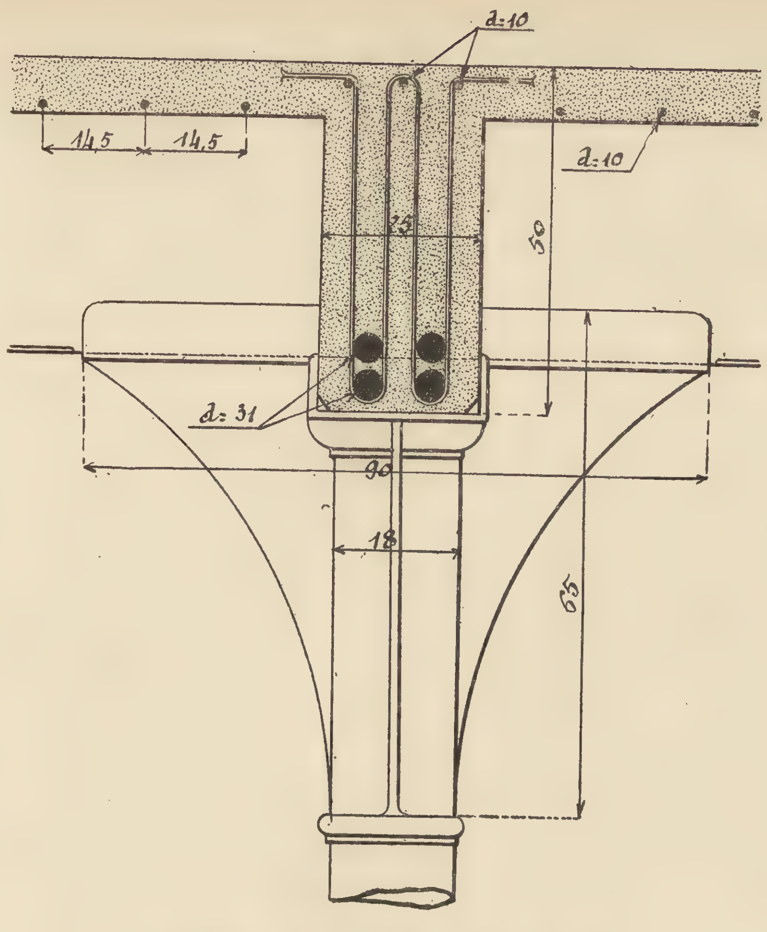



Fig. 201.

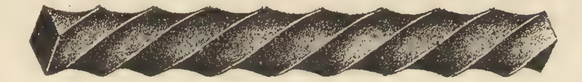


Fig. 202.

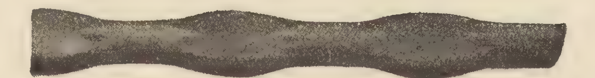


Fig. 203.

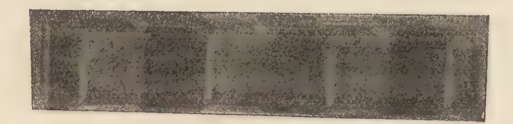


Fig. 204.

M. — SYSTÈME KŒNEN

259. Le système Kœnen est très employé en Allemagne et en Belgique où il a été appliqué à l'établissement de plus d'un million de mètres carrés de planchers. Il permet d'obtenir par la forme légèrement voûtée des dalles, des portées de 4 à 6 mètres avec une épaisseur très faible et sans aucune nervure.

La figure 205 donne la coupe transversale d'un plancher au droit

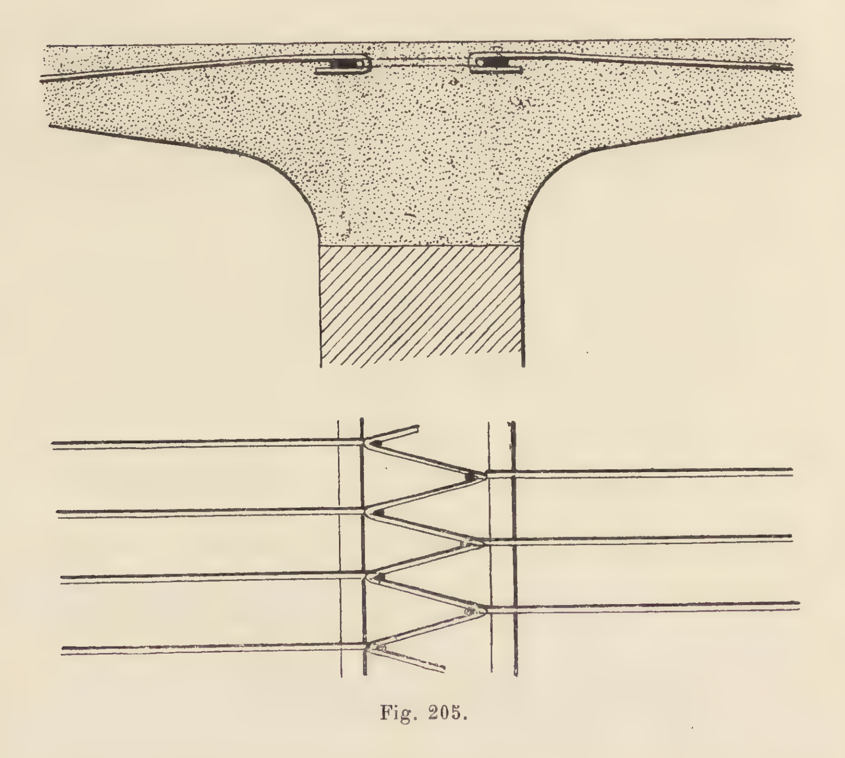


Fig. 205.

des murs et le dispositif employé pour assurer la continuité des dalles; celles-ci sont armées de fers plats cintrés en forme de chaînettes et rattachés au droit du mur à d'autres fers plats longitudinaux reliés entre eux par une ossature en fer rond. Lorsque la portée est trop grande, on peut employer des poutres intermédiaires

en fers à **I** ne donnant pas une grande saillie, comme l'indique la figure 206 ; dans ce cas, les fers plats se rattachent à l'aile supérieure des fers à **I**.

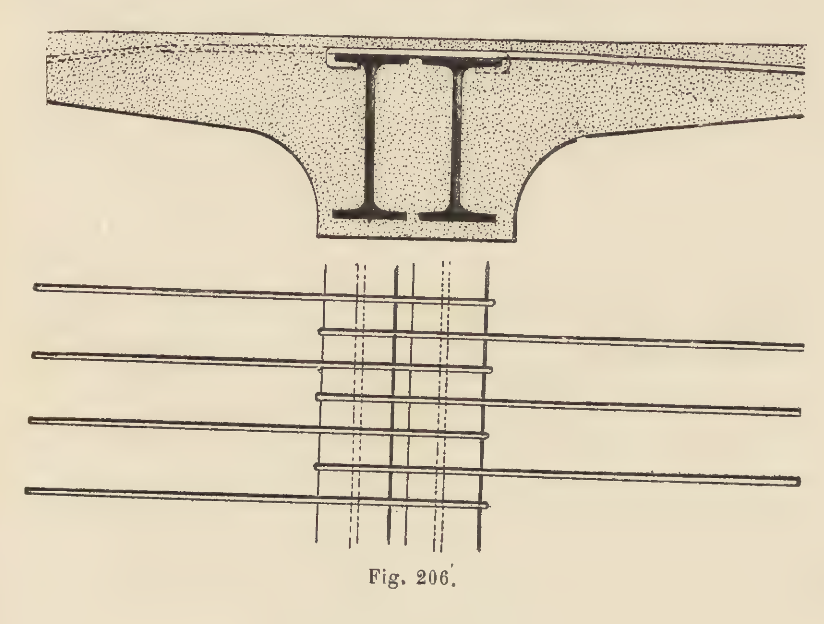


Fig. 206.

N. — SYSTÈME LUIPOLD

260. Ce système est représenté par la figure 207. L'armature des poutres est constituée par des fers ronds supérieurs et inférieurs

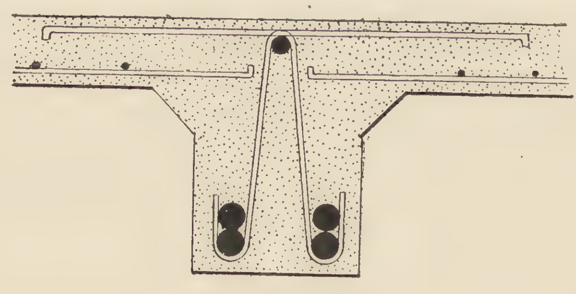


Fig. 207.

croisés vers le tiers de leur longueur de façon à résister aux efforts tranchants.

O. — SYSTÈME PIKETTY

261. Dans le système Piketty, l'ossature est formée de barres longitudinales rondes, supérieures et inférieures et de barres transversales également en acier rond et inclinées vers les appuis comme le montre la figure 208 ; l'angle d'inclinaison de la dernière barre est

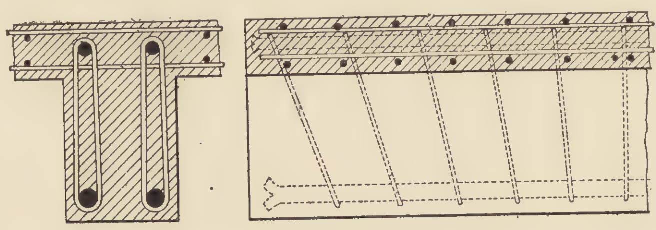


Fig. 208.

de 60° environ. Ont été construits ainsi les planchers de MM. Saint frères, rue du Louvre à Paris, les fondations du clocher de l'église du Sacré-Cœur à Montmartre, les stations du chemin de fer Métropolitain de la ligne de l'Etoile à la place du Trône par les boulevards extérieurs, etc...

P. — SYSTÈME MORSH

262. La figure 209 donne l'aspect des poutres de ce système qui a été employé pour la construction de plusieurs ponts sur la ligne de chemin de fer d'Ulm à Friedrichshafen ; les barres inférieures des poutres se relèvent vers les appuis jusqu'à rejoindre les barres supérieures avec lesquelles elles sont solidement attachées.

Q. — SYSTÈME BONNA

263. Bien que M. Bonna, Ingénieur-Constructeur à Paris se soit spécialisé, dans la construction des tuyaux à haute pression et des réservoirs, il a exécuté des ponts importants et des usines entièrement en ciment armé, à la construction desquels il a appliqué le principe des armatures rigides en profilés spéciaux, convenablement assemblés ou éclissés. Les armatures préparées et montées à

l'avance, exigent un matériel spécial, mais qui, par contre, assure

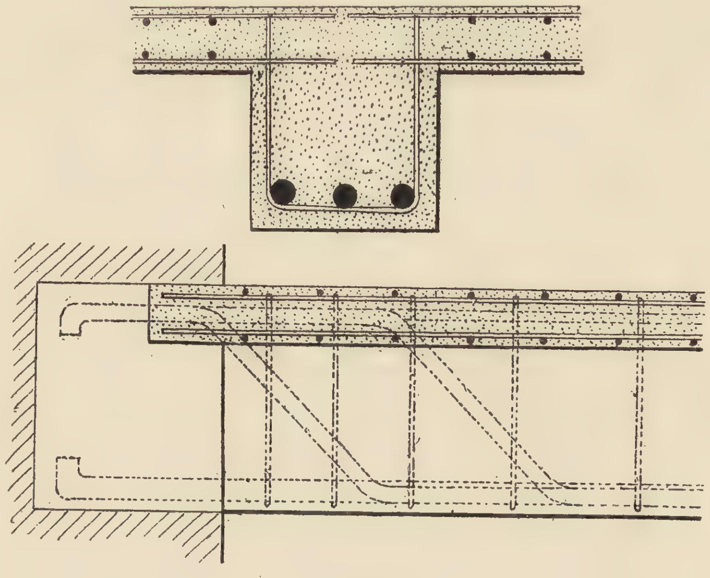


Fig. 209.

aux ouvrages une sécurité parfaite et tend à supprimer toutes les malfaçons.

# CHAPITRE XXIV

## SILOS

264. Emploi du ciment armé. — Avant l'apparition du ciment armé, on construisait des silos à charbon ou à grains, soit en maçonnerie, soit en métal ; la maçonnerie n'était guère applicable qu'aux silos de dimensions relativement faibles, au maximum de 8 à 10 mètres de haut, au-delà desquelles on se trouve conduit à des épaisseurs peu pratiques ; avec la tôle on peut atteindre les dimensions les plus élevées, mais le prix de revient est un obstacle qui joint à l'inconvénient résultant de l'oxydation des constructions métalliques soumises aux intempéries et à celui des frais d'entretien considérables, les rend d'un emploi de plus en plus difficile.

Le ciment armé est venu se placer dans un juste milieu et grâce à lui, on peut construire maintenant des silos atteignant 30 mètres de haut avec des épaisseurs de parois très faibles et un prix de revient de 30 à 40 0/0 moins cher qu'un silo métallique. Malheureusement les données que l'on possède pour le calcul des silos sont loin d'être complètes et les ingénieurs ne sont pas toujours d'accord pour l'évaluation des poussées sur le fond ou sur les parois ; il est vrai que cet inconvénient s'applique également aux silos en maçonnerie ou en métal pour lesquels règne la même indétermination ; quelques constructeurs se bornent à considérer le grain comme un liquide de même poids spécifique et ils calculent alors les parois ou le fond comme s'il s'agissait d'un réservoir ; il est facile de voir au contraire que le grain ne se comporte pas comme un liquide et des expériences ont montré que, lors de l'ouverture du musoir, il se formait à l'intérieur de la masse des grains des sortes de voûtes creuses qui soulageaient le fond dans de grandes proportions, mais augmentaient d'autant la poussée sur les parois.

Dans ces conditions, comment évaluer même approximativement la poussée des grains? Quelques ingénieurs ont résolu la question, les uns par des expériences pratiques, les autres par la théorie et ces résultats ne sont pas très différents. Nous allons donner un exemple de chacune de ces méthodes et l'on pourra sans s'écarter de beaucoup de la réalité établir une moyenne entre les deux.

265. Méthode de calcul pratique de m. Prante. — M. Prante, ingénieur à Hambourg fut chargé par les forges de cette ville de déterminer pratiquement la poussée qui s'exerce dans les silos des moulins Kayatz de Berburg construits en métal. Ces essais furent effectués sur deux silos, l'un de 1 m. 50 de diamètre et l'autre de 3 m. 80, au moyen d'un appareil spécial que l'on fixait sur la paroi même des silos en des points différents. Les résultats obtenus ont été relevés dans le tableau ci-après, les poussées étant exprimées par décimètre carré; les colonnes A, A′, A″, sont relatives à la poussée sur les parois dans le cas où le blé est en repos et la colonne B donne les poussées dans le cas où le registre est ouvert et que le grain se trouve ainsi animé d'une vitesse de 0 mm. 3 par seconde.

Il résulte de ce tableau : 1° que la poussée unitaire des grains au repos est presque double pour le diamètre de 1 m. 50 que pour celui de 3 m. 80 et ce pour les hauteurs de grain inférieures à 5 mètres ; cette proportion diminue progressivement pour des hauteurs de 5 à 12 mètres ; à ce moment les poussées des deux diamètres se rapprochent beaucoup l'une de l'autre ; au-delà de 12 mètres la poussée dans le silo de 1 m. 50 reste stationnaire, malgré l'accroissement de hauteur du grain, tandis que dans le silo de 3 m. 80, la poussée continue à augmenter.

2° Au diamètre de 3 m. 80 la poussée est d'environ 10 0/0 de celle d'un liquide de même poids spécifique ; elle augmente sensiblement à partir de 10 mètres de hauteur jusqu'à atteindre 16 0/0.

3° Dans la série B, relative à l'ouverture du registre, les poussées sont environ 4 fois plus fortes qu'au repos, même pour les plus faibles vitesses de descente (0 mm. 3 par seconde correspond pour le diamètre de 3 m. 80 à un écoulement de blé de 150 kgr. par minute). Avec une mise en mouvement plus intense, 1 mm. par seconde

par exemple, la poussée atteint 50 0/0 de celle d'un liquide de même poids; il semblerait donc résulter de ces essais intéressants au point de vue pratique que la réduction de 50 0/0 sur la poussée produite par un liquide de même densité serait un maximum donnant toute la sécurité désirable.

**Résultats d'essais de M. Prante**

| Diamètre $3^m80$ | | | | Diamètre $1^m50$ | |
|---|---|---|---|---|---|
| Hauteur du grain | Mélange de blé sec, poids 770 kgr. | Blé russe sec en repos | Blé russe sec en mouvement | Mélange de blé sec, poids 770 kgr. | Poussée d'un liquide de Poids 770 kgr. |
| | A | A′ | B | A″ | |
| 1,00 | 0,64 | 0,60 | — | 1,36 à 1,60 | 7,70 |
| 1,50 | 0,94 | — | — | — | — |
| 2,00 | — | 1,50 | — | — | 15,40 |
| 2,50 | 2,40 | — | — | 5,20 à 5,60 | — |
| 3,00 | 3,20 à 3,65 | 2,36 | — | — | 23,10 |
| 3,60 | — | — | — | — | — |
| 4,00 | 3,90 à 4,80 | 3,10 | — | 8,40 à 8,80 | 30,80 |
| 4,30 | — | — | — | — | — |
| 5,00 | 5,00 à 6,00 | 3,70 | — | — | 38,50 |
| 5,50 | — | — | — | 9,60 à 10,40 | — |
| 6,00 | 6,40 à 7,20 | 4,20 | — | — | 46,20 |
| 6,75 | — | — | — | 10,40 à 10,80 | — |
| 7,00 | 6,80 à 8,00 | 4,80 | — | — | 53,90 |
| 7,80 | — | — | — | 11,20 à 11,60 | — |
| 8,00 | 7,60 à 9,20 | 5,60 | — | — | 61,60 |
| 8,90 | — | — | — | 11,80 à 12,40 | — |
| 9,00 | 8,00 à 8,40 | 6,20 | — | — | 69,30 |
| 10,00 | 8,80 à 9,20 | 7,00 | 32,30 | 12,20 à 12,80 | 77,00 |
| 11,00 | 9,60 à 10,00 | 7,50 | 36,70 | — | 84,70 |
| 11,10 | — | — | — | 12,80 à 13,20 | — |
| 12,00 | 11,60 à 12,00 | 8,30 | 40 | — | 92,40 |
| 12,20 | — | — | — | 12,80 à 13,60 | — |
| 13,00 | 12,80 à 14,80 | 9,10 | 44,80 | — | 100,10 |
| 13,30 | — | — | — | 13,20 à 14,00 | — |
| 14,00 | 13,60 à 15,80 | 9,80 | 51,00 | — | 107,80 |
| 14,50 | — | — | — | 13,60 à 14,00 | — |
| 15,00 | 16,00 à 19,20 | 10,70 | 56,00 | — | 115,50 |
| 15,50 | — | — | — | — | — |
| 16,00 | 18,40 à 20,00 | 11,70 | 57,00 | — | 123,20 |
| 16,50 | — | — | — | — | — |
| 17,00 | 20,00 à 21,50 | 12,60 | — | — | 130,90 |

266. Méthode de calcul de M. Airy. — Cette étude théorique repose sur la détermination préalable expérimentale du coefficient de frottement des divers grains. Pour cela M. Airy disposait d'une planche de 0 m. 90 de long et 0 m. 28 de large sur 0 m. 035 d'épaisseur; sur cette planche s'appuyait un secteur gradué muni d'un fil à plomb de manière à jouer le rôle d'un clinomètre, le fil marquant 0 quand la planche était horizontale et un angle $\theta$ pour une inclinaisur l'horizon, angle du talus naturel du grain.

Il déterminait ainsi l'angle $\mu$, dont la tangente représente le coefficient de frottement du grain sur lui-même en jetant ce dernier de manière à ce qu'il se maintint avec une pente aussi raide que possible; il posait le clinomètre sur le talus dressé avec soin et prenait pour $\mu$ la valeur de la tangente de l'angle marqué par le fil à plomb. C'est d'une manière analogue que M. Airy a déterminé le coefficient de frottement $\mu'$ du grain sur des parois de natures diverses : planches brutes, planches rabotées, tôle, ciment à surface plutôt rugueuse, etc. L'angle qui déterminait $\mu'$ était celui pour lequel le glisssement commençait à s'opérer. Les résultats trouvés par M. Airy sont consignés dans le tableau ci-après :

| Nature du grain | Poids spécifique par m. cube | Coefficient de frottement | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Grain sur grain | Grain sur planche brute | Grain sur planche rabotée | Grain sur tôle de fer | Grain sur ciment |
| blé | 785 kgr. | 0,466 | 0,412 | 0,361 | 0,414 | 0,444 |
| orge | 620 | 0,507 | 0,424 | 0,325 | 0,376 | 0,452 |
| avoine | 446 | 0,532 | 0,450 | 0,369 | 0,412 | 0,466 |
| maïs | 700 | 0,521 | 0,344 | 0,308 | 0,374 | 0,423 |
| haricots | 735 | 0,616 | 0,435 | 0,322 | 0,366 | 0,442 |
| pois | 798 | 0,472 | 0,287 | 0,268 | 0,263 | 0,296 |
| lin | 654 | 0,456 | 0,407 | 0,308 | 0,339 | 0,414 |

Ces divers coefficients déterminés expérimentalement, M. Airy calcule analytiquement les pressions des grains dans les 2 cas suivants :

1° Détermination de la pression du grain sur les parois et le fond d'un silo, quand la hauteur du grain est telle que le plan de la sépa-

ration d'où résulte le maximum de pression rencontre la paroi au-delà du niveau du grain.

Soit (fig. 210) AE le plan de séparation d'un silo de largeur AB à une hauteur AC $= h$ exprimée en pieds. Soit O le centre de gravité

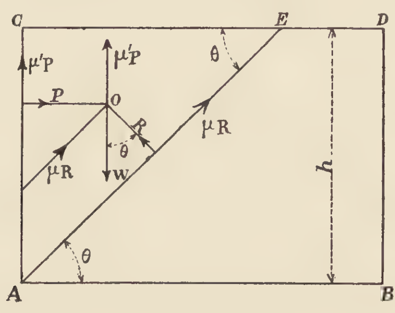



Fig. 210.

du prisme CAE donnant la plus grande pression sur la paroi AC. Soit W le poids du prisme CAE sur 1 pied de largeur ; P la pression correspondante sur la paroi AC ; $\mu'$P l'effort de frottement du grain contre la paroi AC ; $\mu$R, l'effort de frottement du grain contre la face AE ; $\theta$ l'angle EAB de la face de séparation avec l'horizon ; $\gamma$ le poids d'un pied cube de grains en livres.

En projetant les forces agissant au point O parallèlement et normalement à AE, on a :

$$\mu R + P \cos\theta = (W - \mu' P) \sin\theta$$
$$R - P \sin\theta = (W - \mu' P) \cos\theta$$

Remarquant que :

$$W = \gamma \times \frac{AC \times CE}{2} = \gamma \frac{h^2}{2 \operatorname{tg}\theta},$$

on aura :

$$P = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{\operatorname{tg}\theta - \mu}{(1 - \mu\mu') \operatorname{tg}\theta + (\mu + \mu') \operatorname{tg}^2\theta}$$

Pour obtenir la valeur maxima de P on égale à 0 la dérivée de cette expression, ce qui donne :

$$(1 - \mu\mu') \operatorname{tg}\theta + \mu\mu' \operatorname{tg}\theta - (1 - \mu\mu')(\operatorname{tg}\theta - \mu) - 2 \operatorname{tg}\theta (\operatorname{tg}\theta - \mu)(\mu + \mu') = 0$$

et par suite :

$$\operatorname{tg}\theta = \mu + \sqrt{\mu \frac{1 + \mu^2}{\mu + \mu'}};$$

Cette valeur de tg θ remplacée dans P donne :

$$P = \frac{\gamma h^2}{2 \operatorname{tg} \theta} \frac{\operatorname{tg} \theta - \mu}{1 - \mu\mu' + (\mu + \mu') \operatorname{tg} \theta};$$

Si l'on multiple cette valeur par $\mu'$ et par la longueur des 4 côtés on a la résistance opposée par le frottement contre les parois, laquelle diminue d'autant la charge sur le fond. Cette formule s'écrit aussi :

$$P = \frac{\gamma h^2}{2} \left( \frac{1}{\mu \ (\mu + \mu') + \sqrt{1 + \mu^2}} \right)^2$$

2° Détermination de la pression du grain sur les parois ou le fond d'un silo quand la hauteur est telle que le plan de séparation d'où résulte le maximum de pression, rencontre la paroi au-dessous du niveau du grain.

On a alors le cas réprésenté par la figure 211. Il y a lieu d'introduire ici la largeur $b$ du silo qui intervient dans le poids W, lequel est ici :

$$W = \gamma \ \frac{b}{2} (2 h - b \operatorname{tg} \theta) ;$$

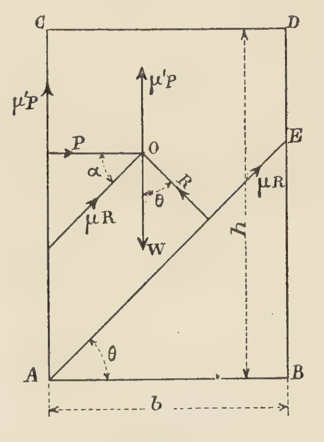



Fig. 211.

En suivant la même marche, la valeur de θ qui correspond au maximum de P est :

$$\operatorname{tg} \theta = \sqrt{\frac{2h}{b} \times \left( \frac{1 + \mu^2}{\mu + \mu'} + \frac{1 + \mu^2}{\mu + \mu'} \right) \times \frac{1 - \mu\mu'}{\mu + \mu'}} - \frac{1 - \mu\mu'}{\mu + \mu'};$$

cette valeur de θ remplacée dans celle de P, donne :

$$P = \gamma \ \frac{b}{2} (2 h - b \operatorname{tg} \theta) \ \frac{\operatorname{tg} \theta - M}{1 - \mu\mu' + (\mu + \mu') \operatorname{tg}^2 \theta}$$

$$\text{ou} : P = \frac{\gamma h^2}{b} \left( \sqrt{\frac{2h}{b} \frac{(\mu + \mu') + (1 - \mu\mu')}{\mu + \mu'}} - \sqrt{1 + \mu^2} \right)^2$$

Ces équations permettent immédiatement de faire une remarque très utile :

Dans le 1er cas, si l'on suppose un silo à section carré de côté $b$, la pression totale sur les 4 parois sera : $\pi = P \times 4\,b$

$$\text{ou} : \pi = 2\,\gamma \frac{h^2}{b^2} \times b^3 \times \frac{\operatorname{tg}\theta - \mu}{(1 - \mu\mu')\operatorname{tg}\theta + (\mu + \mu')\operatorname{tg}^2\theta}$$

Ce qui montre que la pression varie comme le cube de $b$ dans des silos carrés pour lesquels la hauteur du grain est à peu près égale au côté du carré.

Enfin dans des silos rectangulaires de longueur $l$ et de largeur $b$, pour que la pression soit encore proportionnelle au cube $b^3$, il faut non seulement que le rapport $\frac{h}{b}$ soit le même, mais qu'il en soit ainsi encore pour $\frac{l}{b}$. M. Wilfrid Airy a calculé d'après les formules précédentes les valeurs de $tg\,\theta$ et de P pour les cas 1 et 2 avec les valeurs $\mu = 0{,}466$ et $\mu' = 0{,}361$, relatives au blé contenu dans des silos en planches rabotées, le blé ayant un poids spécifique de 825 kgr.; le silo avait une section de 3 m. $\times$ 3 m. et la hauteur du grain variait de 1 m. 50 à 30 mètres.

Les résultats qu'il a obtenus sont consignés dans le tableau ci-après.

Cet intéressant tableau montre que la pression sur le fond augmente de moins en moins vite, qu'elle atteint un maximum de 60.924 livres à la hauteur de 40 pieds (12 mètres environ) et qu'elle diminue ensuite d'une façon absolue jusqu'à se réduire à 4.333 livres à la hauteur de 30 mètres environ. Si l'on avait poussé le tableau pour des hauteurs plus grandes que 100 pieds, la pression sur le fond deviendrait bientôt négative ; mais cette valeur n'est évidemment pas exacte car il y a un minimum de poids agissant sur le fond, et ce minimum est représenté par le poids d'une pyramide dont l'angle $tg\,\theta = \mu = 0{,}466$.

| HAUTEUR du grain en pieds | VALEUR de tg θ | POIDS DU grain en livres | PRESSION par pied courant de paroi | PRESSION totale sur les quatre parois | POIDS DU grain équilibré par le frottement des parois | POIDS DU grain sur le fond des silos |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5 | 1,294 | 25 000 | 210 | 8 404 | 3 034 | 21 966 |
| 10 | 1,294 | 50 000 | 840 | 33 616 | 12 136 | 37 864 |
| 15 | 1,422 | 75 000 | 1 878 | 75 120 | 27 118 | 47 882 |
| 20 | 1,708 | 100 000 | 3 169 | 126 760 | 45 760 | 54 240 |
| 25 | 1,967 | 125 000 | 4 625 | 185 000 | 66 785 | 58 215 |
| 30 | 2,207 | 150 000 | 6 214 | 248 560 | 89 730 | 60 270 |
| 35 | 2,427 | 175 000 | 7 900 | 316 000 | 114 076 | 60 924 |
| 40 | 2,635 | 200 000 | 9 657 | 386 280 | 139 447 | 60 553 |
| 45 | 2,832 | 225 000 | 11 488 | 459 520 | 165 887 | 59 113 |
| 50 | 3,019 | 250 000 | 13 386 | 535 440 | 193 294 | 56 706 |
| 55 | 3,198 | 275 000 | 15 331 | 613 240 | 221 380 | 53 620 |
| 60 | 3,369 | 300 000 | 17 305 | 692 200 | 249 884 | 50 116 |
| 65 | 3,535 | 325 000 | 19 332 | 773 280 | 279 154 | 45 846 |
| 70 | 3,694 | 350 000 | 21 385 | 855 400 | 308 799 | 41 201 |
| 75 | 3,848 | 375 000 | 23 503 | 940 120 | 339 383 | 35 617 |
| 80 | 3,997 | 400 000 | 25 617 | 1 024 680 | 369 909 | 30 091 |
| 85 | 4,142 | 425 000 | 27 773 | 1 110 920 | 401 042 | 23 958 |
| 90 | 4,283 | 450 000 | 29 937 | 1 197 480 | 432 290 | 17 710 |
| 95 | 4,420 | 475 000 | 32 119 | 1 284 760 | 463 798 | 11 202 |
| 100 | 4,555 | 500 000 | 34 326 | 1 373 040 | 495 667 | 4 333 |

Le poids de cette pyramide est :

$$\frac{b^3}{6}\,tg\,\theta \times \gamma\,;$$

et pour $\gamma = 800$ et $b = 3$ par exemple :

$$P = \frac{27}{6} \times 0{,}466 \times 800 = 1\,678 \text{ kgr.}$$

On relève également dans le « Ciment » le tableau suivant, calculé spécialement pour les silos en ciment de section carrée de 3 mètres de côté et pour du blé pesant 80 kgr. l'hectolitre. Les constantes étaient ici : $\mu = 0{,}466$ et $\mu' = 0{,}444$.

On pourrait calculer de même des tableaux analogues pour diverses dimensions, mais on peut s'en dispenser en se rappelant les observations mentionnées plus haut sur les silos de même rapport $\frac{h}{-}$.

| HAUTEUR du silo en mètres | tg θ | POIDS DU grain en kgr. | PRESSION totale par mètre carré de paroi | POIDS total du grain | POIDS DU grain équilibré par le frottement | PRESSION sur le fond |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5 | 1,500 | 36 000 | 3 479 | 41 748 | 18 536 | 17 464 |
| 10 | 2,304 | 72 000 | 9 990 | 119 880 | 53 226 | 18 774 |
| 15 | 2,941 | 108 000 | 18 129 | 217 548 | 96 591 | 11 409 |
| 20 | 3,487 | 144 000 | 27 000 | 324 000 | 143 856 | 1 678 |
| 25 | 3,971 | 180 000 | 36 352 | 436 224 | 193 683 | — |
| 30 | 4,412 | 216 000 | 46 056 | 552 672 | 245 386 | — |

Prenons par exemple un silo carré de 4 mètres et de hauteur $h = 20$ mètres.

Nous avons : $$\frac{h}{b} = \frac{20}{4} = 5$$

Le silo de 3 mètres de côté et dont $\frac{h}{b} = 5$ serait déterminé par $h = 15$.

Les pressions à considérer seraient alors dans le rapport $\frac{4^3}{3^3}$ ; or dans le silo de $3 \times 3$ la pression correspondant à une hauteur de 15 mètres étant 18 129 kgr. par mètre courant de paroi, celle relative à 20 mètres de haut dans le silo de 4 m. $\times$ 4 m. serait :

$$18\,129 \times \frac{\overline{4}^3}{3^3} = 42.973 \text{ kgr.}$$

On a ainsi tous les éléments pour calculer la résistance à la flexion des parois en ciment armé d'un silo quelconque, en se basant sur des considérations rationnelles tirées elles-mêmes de résultats d'expériences.

267. Exemples de projets de silos. a) *Silos à charbon aux mines de Lens.* — La figure 212 montre les plans d'ensemble de l'un des silos exécutés aux mines de Lens d'après le système Hennebique ; la capacité est d'environ 400 m³ et la forme est celle d'un double entonnoir dont la hauteur totale serait de 10 mètres ; le silo proprement dit est constitué par une cloison de 0,15 d'épaisseur vers le milieu et s'appuyant sur deux poutres qui forment ceinture, armées

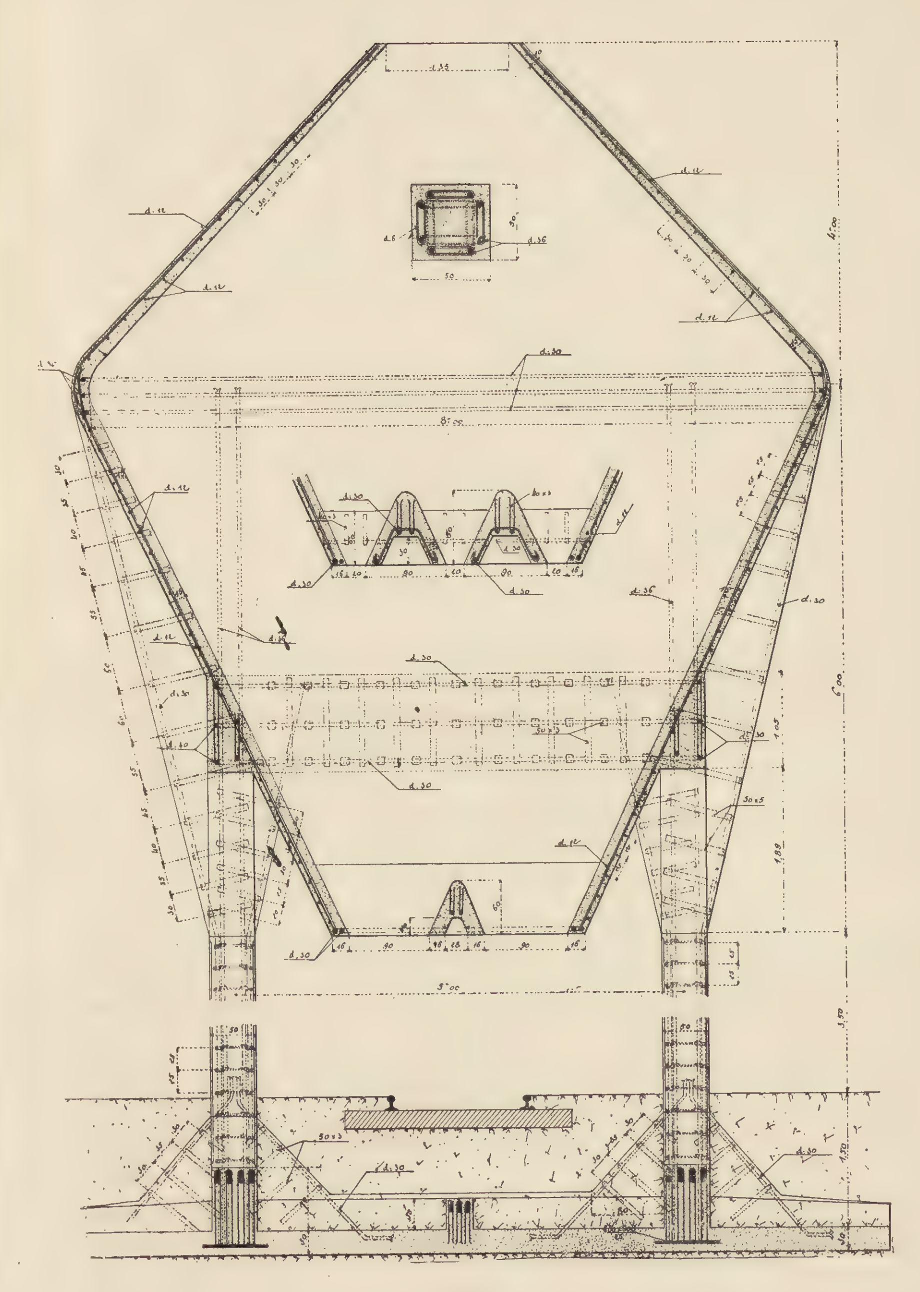


Fig. 212.

de barres horizontales de 30 mm.; ces poutres reposent sur quatre piliers de 0 m. 50 × 0 m. 50 évasés vers le haut, lesquels supportent l'ensemble de la construction ; les piliers sont reliés vers le haut à leur intersection avec la paroi du silo par une forte poutre horizontale et à leur partie inférieure par des poutres de fondations. Le sol étant très peu consistant, on a établi une semelle générale à 1 m. 50 de profondeur ; les charges sont transmises sur cette semelle par les poutres reliant les piliers entre eux et par une solive longitudinale placée dans l'axe de la construction. Entre les piliers on a disposé une voie sur laquelle les wagons peuvent stationner pendant le déchargement.

b) *Silos à blé de Nogent.* — MM. Demay frères, ingénieurs-constructeurs, ont établi à Nogent-sur-Seine pour le compte de M. Sassot frères un silo cylindrique de 9 m. 25 de diamètre et 11 mètres de haut. Il se termine en bas par un entonnoir percé de plusieurs orifices destinés à l'écoulement du grain ; les parois en ciment armé reposent sur une tour en maçonnerie de 4 m. 40 de haut au-dessus du sol et une passerelle supérieure relie le silo aux autres parties de l'usine ; la contenance totale de ce récipient est de 680 m³ environ qui peuvent être disposés dans 4 compartiments, car le corps cylindrique est coupé par deux cloisons diamétrales perpendiculaires entre elles. Malgré la complication entraînée par la séparation du silo en quatre compartiments distincts pouvant être tour à tour pleins on vides, l'épaisseur des parois est minime puisqu'elle n'est que de 15 à 16 cm. à la base et 10 cm. au sommet. Il est vrai que des poutres transversales placées dans l'épaisseur de la cloison viennent maintenir la rigidité des parois en agissant comme des tirants ; l'espacement de ces poutres horizontales est de plus en plus faible au fur et à mesure que l'on s'approche de la partie inférieure du silo où la pression du grain est maxima. L'armature est formée de fers plats horizontaux assemblés à leurs extrémités et reliés entre eux par des fers ronds verticaux placés tous les 20 cm. environ.

c) *Silos à Oberamstadt (Allemagne).* — MM. Wayss et Freytag ont construit à Oberamstadt (Allemagne) une série de silos en béton armé dont la figure 213 montre la vue d'ensemble. La largeur des silos est de 6 mètres, les compartiments ont 1 m. 50 à 1 m. 70 de

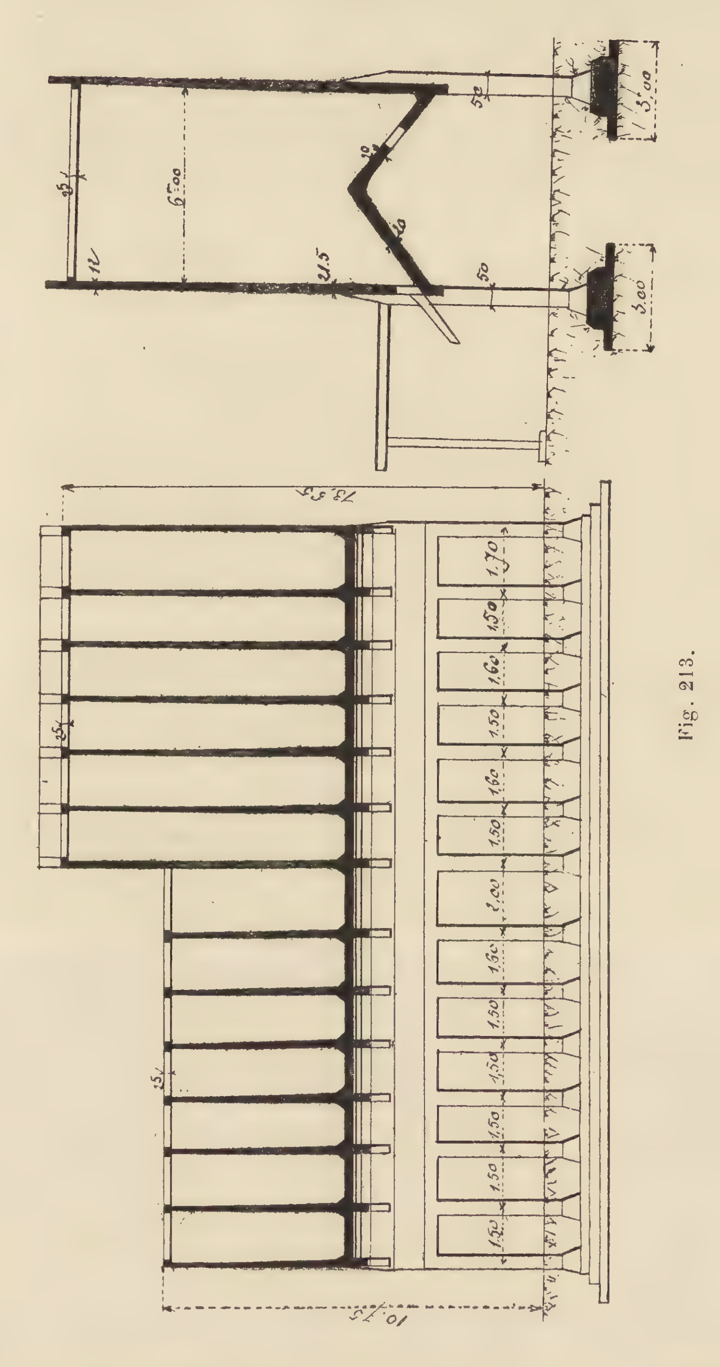

6.00
3.00
3.00
13.55
1.70
1.50
1.60
1.50
1.60
1.50
2.00
1.60
1.50
1.50
1.50
1.50
1.50
10.75

Fig. 213.

long et la hauteur des grains est de 5 mètres pour une partie des silos et de 8 mètres pour l'autre partie. Le fond, en forme d'entonnoir renversé, repose sur des voûtes reliant les piliers entre eux ; la section de ceux-ci est de 0 m. 40 × 0 m. 50 ; l'épaisseur des cloisons est de 0 m. 215 à la base et de 0 m. 12 au sommet ; leur armature se compose de fers ronds horizontaux et verticaux situés vers chaque face extérieure ou intérieure. Une semelle générale de 0 m. 25 d'épaisseur et de 3 mètres de large réunit les piliers à leur base et sert de fondation aux silos.

d) *Trémies à coke à Gennevilliers.* — M. Ed. Coignet a construit à Gennevilliers (Seine), pour le compte de la Société d'éclairage, chauffage et force motrice, une série de trémies à coke dont l'aspect de l'une d'elles est donnée par la figure 214. Elles sont destinées à emmagasiner le coke provenant des ateliers de distillation auxquels elles sont accolées et à le déverser ensuite dans des wagons circulant au-dessous des musoirs. La largeur des trémies est de 4 m. 50 entre parois verticales, leur hauteur totale est de 8 mètres au-dessus du sol, le musoir étant lui-même à 5 m. 21 au-dessus du sol ; la longueur totale est de 370 mètres.

Les parois verticales de 1 mètre de haut ont 0 m. 12 d'épaisseur, compris enduit de 0 m. 02 sur chaque face, et sont armées de ronds de 8 mm. tous les 0 m. 125 horizontalement et de ronds de 6 verticaux ; les parois inclinées ont 0 m. 16 d'épaisseur, compris enduits, et sont armées de 9 ronds de 14 par mètre et 9 ronds de 6 longitudinaux. La partie verticale a été considérée comme supportant d'une part toutes les charges verticales concernant les trémies et d'autre part la poussée du coke directement en contact avec elle et s'exerçant sur la partie comprise entre les poteaux. La partie inclinée qui transmet les efforts verticaux ci-dessus est considérée comme suspendue à la verticale ; la tension qui résulte de cette transmission a été équilibrée par des barres en conséquence. Les poussées horizontales sont équilibrées par deux poutres-butées, une supérieure prenant appui sur les poteaux et les poussant en dehors et une inférieure qui prend appui tous les 2 m. 50 sur d'autres poutres formant tirant ; la poussée supérieure est annulée par des tirants de 0 m. 16 × 0 m. 50, armés de 2 ronds de 14 ; celle inférieure est

équilibrée par les poutres supportant les musoirs. Grâce à ces dis-



Fig. 214.

positions, les piliers en dehors de leur travail à la compression verticale ne subissent d'autre effort que la flexion due à l'action du vent.

# CHAPITRE XXV

## PLANCHERS DE MAISONS D'HABITATION

268. Description. — Les divers systèmes de planchers que nous venons de voir dans les constructions d'usines sont aussi applicables aux planchers sur caves des maisons d'habitation où il n'y a aucun inconvénient à avoir des poutres apparentes; mais en général ces dispositions ne sauraient convenir pour les maisons d'habitation où l'on exige un plafond plat sans aucune nervure. Il est vrai qu'il est possible d'obtenir ces conditions avec un plancher ordinaire à poutres apparentes en ayant soin de les rapprocher autant que possible; il suffit de sceller ensuite un morceau de bois sur le fond des poutres qui servira à clouer un lattis ou un treillis métallique formant l'armature du plafond en plâtre ou en ciment. Ceci est facile à exécuter avec tous les systèmes précédemment décrits, mais le plafond obtenu n'offre pas une régularité suffisante et, n'étant pas de la même constitution ni de la même résistance que les poutres, il ne peut suivre celles-ci dans leur flexion et des fissures se produisent fatalement aux intersections des poutres et du plafond.

Les constructeurs ont donc cherché d'autres dispositions que nous allons décrire; en France il est un point de comparaison qui nous paraît tout indiqué pour étudier les divers systèmes; ce sont les planchers des casernements dont la portée est partout égale à 6 m. 60 ou 7 m. 00 et la surcharge de 300 kgr., le plafond devant être uni, en ciment armé et capable de pouvoir résister à un poids de 50 kgr. suspendu en un point quelconque.

## A. — SYSTÈME HENNEBIQUE

269. Les planchers des casernes d'Angers, Aix, Toulon, etc., ont été construits suivant le système Hennebique qui emploie l'un des deux procédés suivants :

On a établi d'abord un faux plancher en bois recouvrant toute la surface du plancher lequel servira à supporter la semelle inférieure de 0 m. 04 formant plafond, figure 215 ; on pilonnera ensuite les poutres qui sont placées tous les 1 m. 50 et ont une largeur de 0 m. 10 ; elles sont armées à la partie supérieure d'une barre droite de 30 mm. et d'une barre pliée de même diamètre avec étriers de 40 × 1,5. Pour pilonner la semelle supérieure de 0 m. 08, on se sert d'un faux plancher établi sur roulettes, lequel repose sur la semelle inférieure déjà construite ; au fur et à mesure que le hourdis supérieur est achevé et que le ciment a suffisamment durci pour pouvoir se passer de cintre, on fait rouler celui-ci et on recommence l'opération sur une autre partie du bâtiment.

Une 2e méthode consiste à se servir pour la semelle supérieure d'une dalle en ciment de 0 m, 03 d'épaisseur que l'on fait reposer sur les poutres et sur laquelle on pilonne l'épaisseur de béton complémentaire.

## B. — SYSTÈME BOUSSIRON

270. Les planchers des casernes de Toulouse, d'après le système Boussiron, ont été représentés figure 216. Contrairement au cas précédent, on établit d'abord la semelle supérieure et les poutres et ce n'est qu'après le décoffrage que l'on met en place le plafond. Les poutres sont espacées de 1 m. 50 et ont une largeur de 0 m. 16 ; le plafond est obtenu par des plaques fabriquées d'avance ayant 0 m. 02 d'épaisseur et 0 m. 50 de largeur ; l'épaisseur se trouve renforcée par des nervures de 0 m. 04 × 0 m. 06 dans le sens transversal et le sens longitudinal.

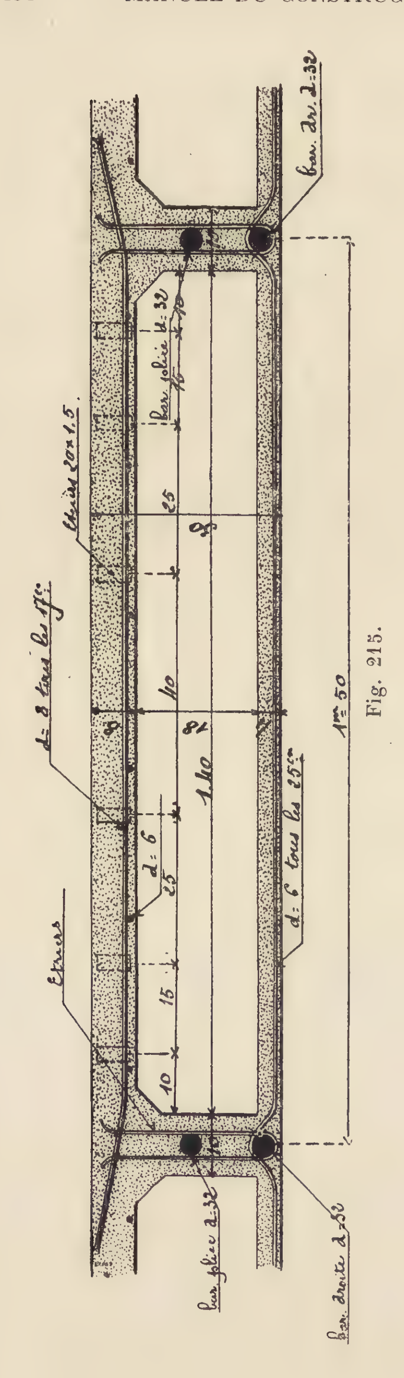


Fig. 215.

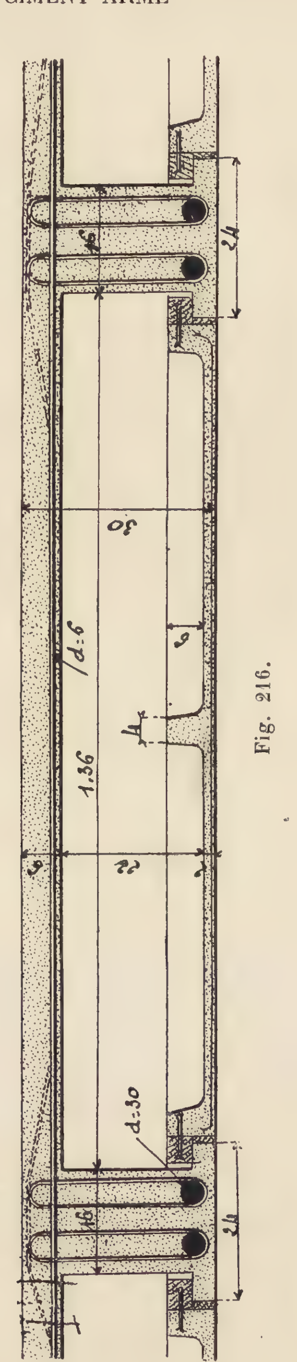


Fig. 216.

### C. — SYSTÈME COIGNET

271. Les planchers des casernements du 5e dépôt des équipages de la Flotte à Toulon sont construits d'après ce système, dont nous avons déjà donné la caractéristique de l'armature. On fabrique d'abord le plafond et les poutres, puis le hourdis supérieur au moyen d'un faux plancher reposant par l'intermédiaire de tasseaux sur des glissières en fer plat, qui permettent de retirer facilement les bois par bout.

### D. — SYSTÈME DEMAY FRÈRES

272. Les planchers des casernes du quartier Dupleix, à Paris, ont été construits par la maison Demay frères et n'offrent rien de particulier sur les systèmes précédents, sauf que l'armature est composée pour les poutres de 2 plats de $50 \times 20$ à la partie inférieure et $30 \times 12$ à la partie supérieure, pour un plancher de 7 mètres de portée.

### E. — SYSTÈME MATRAI

273. Dans le système Matrai les poutrelles sont espacées de 3 mètres d'axe en axe et l'épaisseur totale du plancher est de 0 m. 28 seulement ; la partie comprise entre les poutres est armée de câbles disposés comme l'indique la figure 217. Les poutrelles formées d'un fer T de $240 \times 106 \times 8{,}7$, entouré de deux câbles composés de 20 fils de 5 mm. sont dissimulées dans l'épaisseur de 0 m. 28 du plancher, exécuté en béton de machefer.

### F. — SYSTÈME COULAROU

274. Les casernes de Gérardmer, de Saint-Lô, etc., ont été construites d'après le système Coularou représenté en coupe transversale par la figure 218. Les poutrelles sont ici espacées de 0 m. 60 d'axe en axe ; la semelle inférieure est d'abord exécutée sur un faux plancher en bois, puis les poutres jusqu'au niveau du hourdis supérieur ; on remplit ensuite l'intervalle compris entre ces poutres

par du mâchefer pilonné légèrement, lequel sert de faux plancher

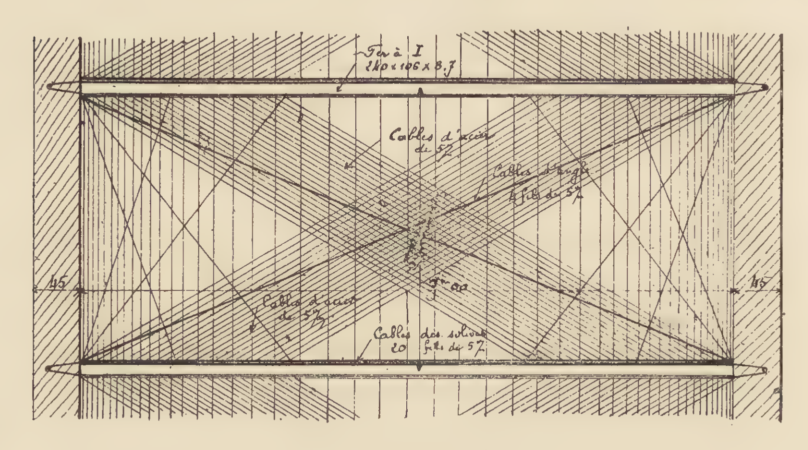



Fig. 217.

pour l'établissement de la semelle supérieure. Bien entendu, dans ce

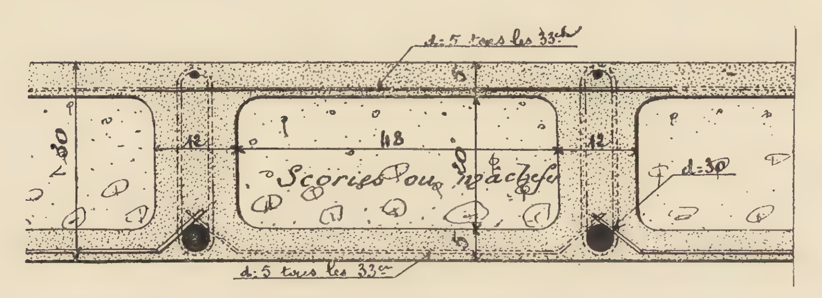



Fig. 218.

cas, le poids propre des scories vient s'ajouter à celui du plancher proprement dit et c'est là le principal inconvénient du système.

### G. — SYSTÈME RELLA

275. MM. Rella et Neffe, constructeurs à Vienne, emploient un système de plancher qui supprime une partie des coffrages et permet le pilonnage sur place des poutres et hourdis, comme l'indique la figure 219. On confectionne d'abord une série de tubes en

ciment moulés d'avance et exécutés de telle façon que, posés les uns à côté des autres, ils laissent un creux qui formera la poutrelle; dans ce creux on pose les fers comme d'habitude et on pilonne,

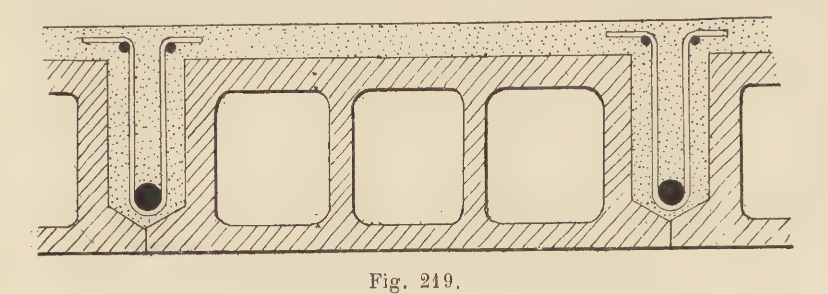


Fig. 219.

jusqu'à la hauteur nécessaire, un hourdis mince supérieur reliant ensuite le tout. Pour assurer la liaison des deux parties, plafond et plancher on a eu soin de terminer les faces de la pièce moulée par

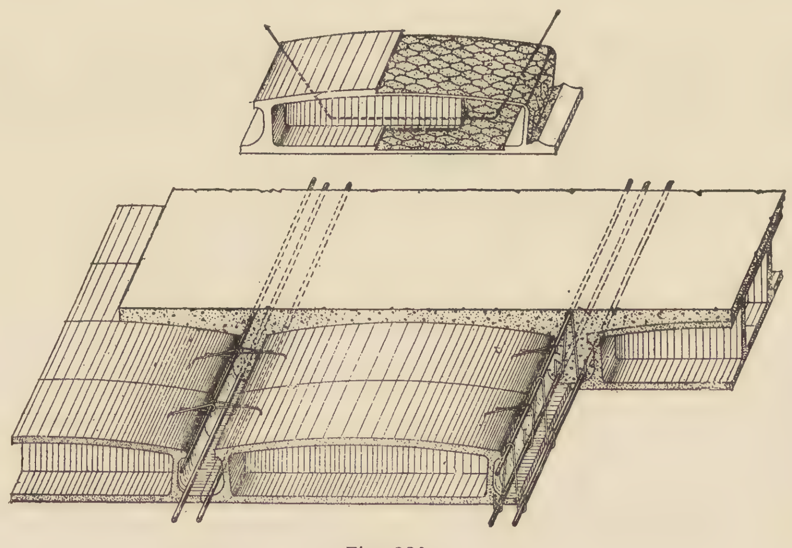


Fig. 220.

des rugosités augmentant l'adhérence avec le béton frais exécuté sur place. Pendant l'exécution il suffit de maintenir en place par des étais les pièces creuses, qui seront ensuite suspendues elles-mêmes au plancher.

### H. — SYSTÈME LUIPOLD

276. Ce système est analogue au précédent sauf que les cloisons des pièces moulées se trouvent placées dans le sens transversal et sont fabriquées sur place. Les figures 220 montrent clairement l'emploi de ce système qui a ses avantages au point de vue de la légèreté ; le hourdis supérieur est en forme de voûte et les moules sont fabriqués avec un simple treillis en fil de fer comme armature.

---

# CHAPITRE XXVI

## POUTRES CREUSES ET PANNEAUX NERVURÉS FABRIQUÉS D'AVANCE

277. Description. — Tous les systèmes que nous venons de décrire, avec poutres apparentes ou non, s'exécutent sur des coffrages établis au lieu d'emploi. C'est là le seul moyen d'utiliser la solidarité qui est une des qualités principales du béton armé ; des expériences ont en effet prouvé qu'une charge isolée établie en un point sur une poutre se répartit quelquefois sur 4 et même 5 poutres voisines dont l'écartement moyen serait de 1 m. 30 à 1 m. 50. C'est là un avantage incontestable des planchers pilonnés sur place ; mais il arrive quelquefois que pour des raisons particulières l'établissement des coffrages devient très onéreux et parfois même impossible.

On peut se rendre compte d'ailleurs, en consultant le relevé des travaux d'une maison quelconque de construction, que dans les grands centres, Paris, Lyon, etc., à part les constructions d'usines, le développement du béton armé est loin d'être proportionnel aux travaux de maçonnerie. Faut-il en conclure que pour les planchers des maisons d'habitation le béton armé ne peut lutter avec les poutrelles en fer ? Nous ne le pensons pas et il faut rechercher ailleurs les causes pour lesquelles, malgré ses avantages, les architectes abandonnent le béton armé dans la construction des maisons de rapport.

A notre avis ce fait peut être expliqué ainsi : le propriétaire est toujours pressé lorsqu'il fait construire et en général le gros œuvre comprenant les murs extérieurs et intérieurs, ainsi que les planchers, doit être terminé en 3 ou 4 mois pour une maison à 5 étages. Dans ce délai il faudra donc construire les six ou sept planchers superpo-

sés et qui devront être utilisés immédiatement ; les cintres et étais resteront en place pendant tout ce temps et il en résultera une gêne considérable pour les autres corps de métier.

Autre inconvénient : à moins de cas tout à fait rares, on sait qu'en général ce n'est pas l'entrepreneur de maçonnerie qui exécute les planchers en béton armé. Ceux-ci sont en effet confiés à des spécialistes concessionnaires de tel ou tel système et quelquefois cet entrepreneur est un concurrent de celui en maçonnerie. On voit même des constructions dont le gros œuvre de maçonnerie est exécuté par un concessionnaire d'un système qui n'a pas été adjudicataire des lots de ciment armé. Ces deux entreprises appelées à travailler côte à côte sont toujours prêtes à se créer mille difficultés qui ne peuvent que retarder les travaux.

On a donc cherché un remède à ces graves inconvénients et plusieurs constructeurs fabriquent aujourd'hui des poutres creuses ou pleines, livrées prêtes à être mises en place et chargées aussitôt, la pose pouvant se faire par des ouvriers quelconques.

On peut se demander *a priori* comment il peut y avoir avantage au point de vue économique à fabriquer des poutres isolément, les transporter, les poser ensuite les unes à côté des autres pour former un plancher. Le résultat s'explique par ce fait qu'un atelier spécialement aménagé pour la fabrication d'un article toujours à peu près identique peut produire davantage et mieux que la fabrication sur des coffrages coûteux où l'on ne dispose pas de l'emplacement nécessaire pour un matériel perfectionné ; d'un autre côté il ne coûte guère plus cher de transporter des poutres une fois terminées que les matériaux, sable, gravier et métal.

Nous examinerons en détail les divers systèmes de poutres creuses ainsi fabriquées, mais nous allons indiquer les avantages, communs à tous les systèmes, desquels découlent les considérations que nous venons de présenter :

1° D'une part, suppression de tous les coffrages et pertes de bois, d'autre part disponibilité complète de l'emplacement du chantier.

2° Possibilité de procéder à des essais rapides sur chaque poutre avant leur mise en place, ce qui permettra de rejeter avant emploi toutes celles présentant un défaut de construction quelconque.

3° En cas de modification ultérieure d'un plancher, pour le passage des escaliers, renforcement en un point quelconque, etc., il sera facile de ne retirer que le nombre de poutres nécessaires et de les remplacer par d'autres appropriées aux nouveaux besoins.

4° Le plancher peut être utilisé immédiatement après la pose et recevoir la charge pour laquelle il aura été établi.

Mais à côté de ces avantages il y a quelques inconvénients que nous devons signaler également :

1° Les pièces ainsi fabriquées sont assez lourdes de sorte que le bardage aux étages supérieurs est très délicat et même dangereux.

2° Les poutres étant indépendantes les unes des autres, les poids isolés transmis par les cloisons, meubles, etc., n'intéressent que la poutre placée immédiatement au-dessous, au lieu de se répartir sur une grande surface.

### A. — SYSTÈME VIENNOT

278. C'est le plus ancien de ce genre appliqué en France et de nombreux ouvrages ont été construits d'après ce système. Il se caractérise par l'emploi de panneaux, de hourdis nervés, fabriqués sur le sol, puis montés et assemblés sur place au fur et à mesure des besoins. Le panneau nervé est constitué par une dalle dont la faible épaisseur varie de 35 à 55 mm. affectant la forme d'un U placé à plat, les ailes tantôt en haut, tantôt en bas, suivant que les panneaux

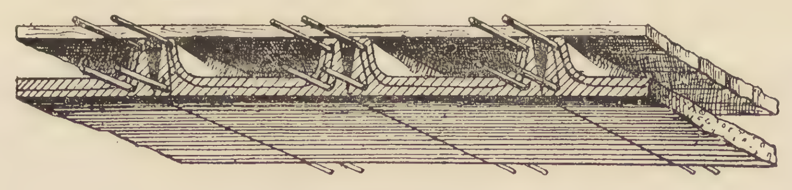


Fig. 221.

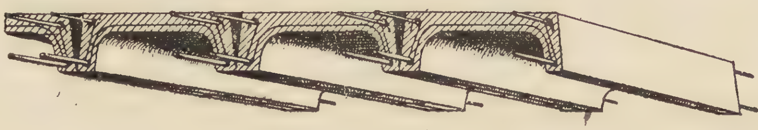


Fig. 221 *bis*.

supportent un parquet (fig. 221) ou au contraire constituent le sol et laissent les nervures apparentes (fig. 221 *bis*).

B. — SYSTÈME VISINTINI

279. Les planchers système Visintini sont formés de poutres en treillis placées les unes à côté des autres et réunies par un joint en ciment pur ; voir la figure 222. La poutre est composée

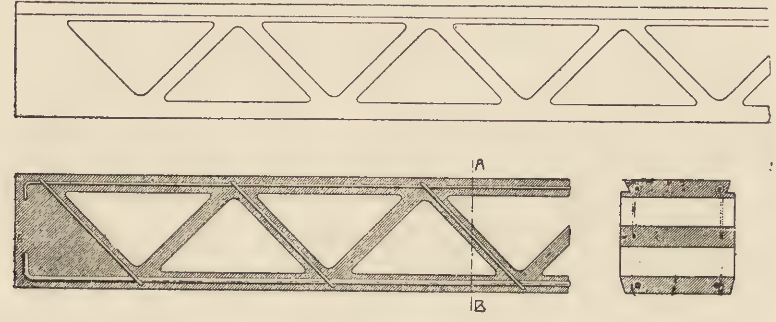



Fig. 222.

d'une semelle supérieure de 3 à 5 cm. d'épaisseur, d'une semelle inférieure de 2 cm. 5 et de montants inclinés de 2 cm. La disposition spéciale de la poutre en treillis permet, comme on le sait, d'obtenir de sérieux avantages au point de vue de la résistance, car tous les éléments sont ici sollicités dans le sens de leur axe.

L'exécution de ces poutres est très simple et ne comporte qu'un outillage très réduit et par cela même accessible aux petits entrepreneurs. Si l'on ne dispose pas d'un chantier spécial, on choisit sur le lieu de la construction même ou à proximité une portion de terrain bien plat de 1 m. 50 de large sur 10 à 12 mètres de long ; on établit sur ce terrain un plancher en bois ou un dallage en ciment de façon à obtenir une surface bien unie et bien plane ; on construit ensuite un coffrage en bois permettant de construire 5 poutres les unes à côté des autres, la largeur des poutres étant toujours de 0 m. 20 ; dans le vide du coffrage on dispose alors des noyaux en tôle remplis de sable ou de béton et qui ont la forme des vides de la poutre ; une légère inclinaison des faces de chaque noyau permet de retirer ceux-ci avec facilité lorsque le travail est terminé ; la charpente de la poutre étant ainsi constituée par les moules en bois

et les noyaux en métal, on coule une couche de béton à l'intérieur des vides ainsi formés, en ayant soin de placer en temps voulu



Fig. 223.

les armatures prêtes d'avance avec leurs barres et treillis. On peut exécuter ainsi à la fois 5 poutres dans le sens de la largeur et lon-

gitudinalement autant de poutres qu'il peut en contenir dans la longueur du moule. Les noyaux sont retirés au bout d'une heure ou d'une heure et demie, suivant la saison, et peuvent être utilisés à nouveau immédiatement après. Les poutres restent en place pendant 3 ou 4 jours au bout desquels on peut les retirer et les laisser sécher dans le chantier encore pendant 1 mois.

Le béton employé doit être composé de 1 partie de ciment Portland pour 3 parties de sable ; il est simplement coulé à la truelle, en ayant soin de frapper sur les bords du moule pour lui permettre de pénétrer autour des armatures.

Si l'on veut former un plafond plat, on dispose les poutres les unes à côté des autres et on coule du mortier de ciment dans les vides en queue d'aronde formant joints. Si le plancher comporte des lambourdes on peut les noyer dans ces vides avant que le ciment soit complètement sec, ce qui évite le scellement.

Le prix des planchers ainsi établis varie de 7 à 10 fr. le mètre carré pour des portées de 4 à 6 mètres, compris toutes sujétions.

La figure 223, montre la photographie d'un chantier en cours d'exécution.

### C. — SYSTÈME SIEGWART

280. Ces poutres ont la forme indiquée par la figure 224. Ainsi

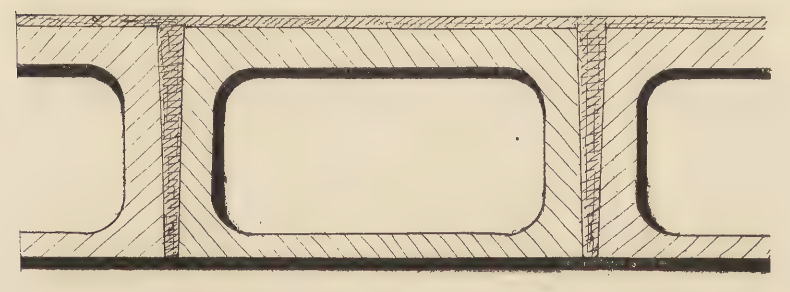


Fig. 224.

qu'on le voit, elles sont constituées par une semelle supérieure résistant aux efforts de compression, une semelle inférieure formant plafond et deux parois longitudinales constituant les poutres proprement dites. Ces parois sont disposées de telle façon que les poutres



Fig. 225.

étant mises en place les unes à côté des autres, il existe un vide muni de cannelures inclinées et qui doit servir à former le joint. La pho-

tographie 225 montre l'usine de Lucerne : sur une surface plane recouverte d'un dallage en ciment, on établit un certain nombre de séries de dix moules métalliques extensibles, donnant le vide de la poutre ; ces moules étant convenablement espacés, on construit d'un seul coup le plancher comme s'il se trouvait en ce moment à son lieu d'emploi. Afin de réduire autant que possible le matériel on a créé un certain nombre de moules correspondant aux poutres de 12, 15, 18, 21 cm. de haut ; au moyen de cette série on peut résoudre tous les problèmes ordinaires de la construction des planchers pour maisons d'habitation. Les armatures sont fixées sur les moules au moyen d'une ligature en fil de fer qui après le démoulage reste noyée dans les parois de la poutre ; le béton se compose de 1 partie de ciment pour 4 de sable.

Avant de retirer les moules métalliques on procède à l'opération du découpage du plancher, ainsi construit et encore tout frais, au moyen d'une machine spéciale. Celle-ci spécialement réglée à cet effet est amenée très exactement au-dessus de l'axe des poutres ; le couteau possède en relief les raînures inclinées qui serviront ensuite

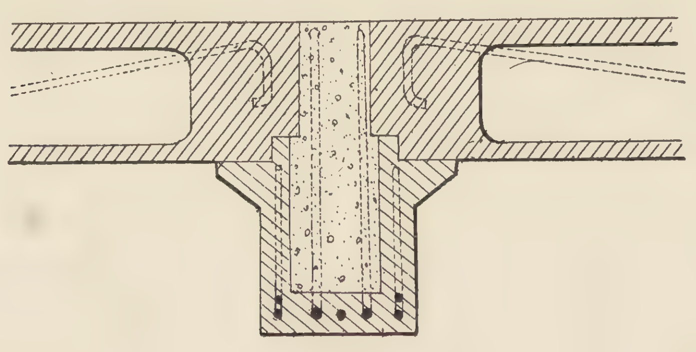


Fig. 226.

à faire le joint. Après chaque avancement du couteau dans le béton, le vide formé se remplit de sable sec qui séparera ensuite toutes les poutres découpées par bandes de 0 m. 25 de largeur. Une 2e, puis une 3e série de poutres peuvent être construites sur la première en ayant soin de les séparer entre elles par une couche de sable. Cinq à sept heures après le bétonnage, on procède au démontage des moules, ce qui s'opère très facilement car ceux-ci sont exten-

sibles. Les poutres restent encore pendant 5 à 6 jours ainsi et ensuite elles sont transportées au dehors pour être exposées à l'air, après avoir été poinçonnées et numérotées. Au bout de six semaines elles peuvent être vendues et utilisées immédiatement par l'entrepreneur qui en fera la pose.

La figure 226 indique comment on peut faire reposer les poutres Siegwart sur un linteau ou un poitrail en béton également fabriqué d'avance et qu'on remplit ensuite de béton.

---

# CHAPITRE XXVII

## CLOISONS ET ESCALIERS

### I. — MURS ET CLOISONS DE DIFFÉRENTS SYSTÈMES

281. Emploi des murs et cloisons. — En général il n'y a pas économie dans les constructions ordinaires à exécuter les murs pleins en béton armé en remplacement de la maçonnerie ; mais des cas exceptionnels se présentent où d'autres considérations entrent en ligne de compte ; certaines usines, les poudrières, les papeteries, fabriques de produits chimiques, etc., ainsi que les murs de sous-sol des banques, exigent des constructions absolument incombustibles. Enfin on peut avoir intérêt à construire les cloisons intérieures de faible épaisseur ; pour celles-ci, il est bon de faire remarquer que si les cloisons en briques de 11 cm. d'épaisseur ne peuvent supporter aucune charge et sont considérées seulement comme poids mort, par contre les cloisons de 8 cm. en ciment armé peuvent supporter les planchers et procurent de ce fait une diminution considérable des portées.

282. Système monier. — L'armature des murs et cloisons système Monier est celle généralement adoptée par tous les constructeurs ; elle est en effet très simple puisqu'elle se compose de barres verticales supportant les efforts et de barres horizontales de répartition et de liaison ; s'il s'agit d'une cloison mince une seule série de barres horizontales ou verticales suffit ; si le mur atteint 0 m. 15 à 0 m. 20, il est utile d'en disposer plusieurs séries.

D'ailleurs dans les constructions industrielles de quelque importance on dispose des piliers sous les poutres principales, lesquels

sont destinés à supporter les charges, les autres parties du mur étant considérées alors comme un simple remplissage.

283. Système du métal déployé. — La figure 227 montre le détail d'armatures en fers **I** et feuilles de métal déployé ; un fer **I** horizontal est noyé dans l'épaisseur du mur au niveau de chaque plancher ; il est supporté lui-même par des **I** verticaux et aux angles par une disposition semblable à celle de la figure 227. L'armature est complétée par des fers ronds verticaux placés tous les 0 m. 25

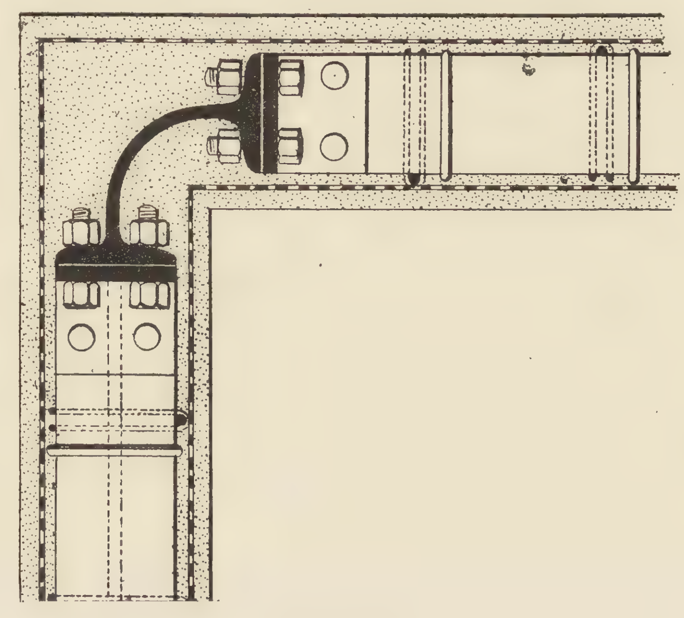


Fig. 227.

qui servent à maintenir rigides les bandes de métal déployé placées sur chaque face de la paroi. En somme il s'agit d'une charpente métallique entièrement enrobée dans le béton.

Le métal déployé se prête d'une façon tout à fait spéciale à l'édification des cloisons, soit qu'on veuille les établir dans une construction nouvelle, soit qu'on ait à les improviser pour l'aménagement d'un local existant. C'est le type n° 1, nommé *lattis*, qu'on destine à cet usage car sa rigidité est suffisante et la petite dimension de sa

maille permet aux matériaux les plus fins, comme le plâtre gâché ou le ciment de s'accrocher solidement à lui. Lorsque la cloison est à exécuter à l'intérieur d'un édifice existant, on aligne, de 30 en 30 centimètres le long de l'axe de la cloison et de champ, des planches verticales télescopiques maintenues par serrage entre le plancher et le plafond ; les feuilles de métal sont clouées au plafond et au plancher et elles se recouvrent de 2 à 3 cm. environ ; après avoir maintenu ces feuilles le long du boisage établi, on jette la première couche de plâtre ; après la prise, on enlève les planches pour les remettre de l'autre côté et on jette la deuxième couche de plâtre ; on termine le travail en enduisant les deux faces simultanément.

Les aménagements du château de Windsor ont été exécutés en métal déployé ; de même à l'usine Westinghouse de Manchester ; les cloisons ont 8 mètres dans chaque dimension.

## II. ESCALIERS

284. Emploi du béton armé. — Les escaliers en béton armé remplacent avantageusement dans la plupart des cas ceux en bois, trop éphémères et peu solides, d'autre part éminemment combustibles, comme aussi ceux en maçonnerie lourds et coûteux. Des coffrages appropriés permettent d'obtenir les formes et les balancements les plus divers sans grande majoration de prix, ce qu'on ne pourrait pas obtenir avec la pierre.

285. Système Hennebique. — La figure 228 donne le détail d'un

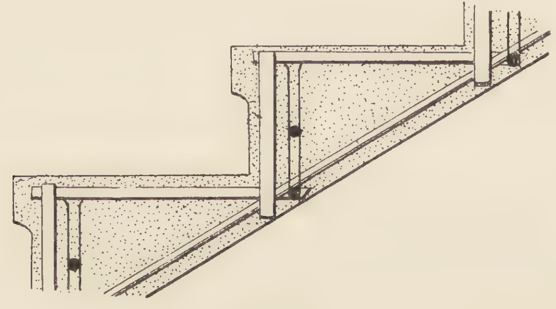


Fig. 228.

escalier construit en porte-à-faux le long d'un mur ; quelquefois le

hourdis inférieur est seul considéré pour la résistance, la forme des marches étant ensuite obtenue au moyen d'un béton ordinaire sans armature; quelquefois, on se sert de chaque marche pour constituer une poutre formant console.

Mais le cas le plus fréquent et en même temps le plus économique

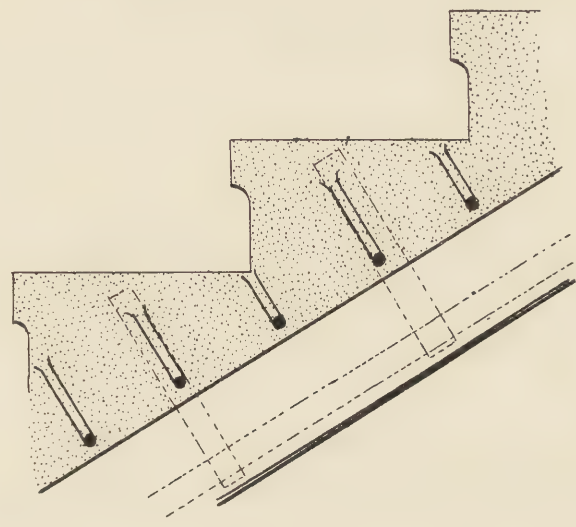


Fig. 229.

est celui de la figure 229, avec limon inférieur et hourdis supportant les marches; on peut encore constituer la saillie du limon au-dessus des marches comme dans les escaliers dits à la française.

286. Système visintini. — Au moyen d'une disposition ingénieuse, M. Visintini emploie ses poutres creuses fabriquées d'avance comme contre marches ; les marches sont obtenues au moyen de dalles fabriquées au moment de la mise en place des poutres.

## CHAPITRE XXVIII

### TOITURES

287. Terrasses. — La toiture la plus économique en même temps que la plus agréable est évidemment la terrasse ; s'il s'agit d'une maison de rapport ou d'un hôtel, elle permettra à l'architecte de donner aux appartements des derniers étages la même disposition qu'à ceux des étages inférieurs, les parties mansardées étant supprimées. Au point de vue industriel les terrasses rendent de plus grands services encore ; elles sont employées pour obtenir une température à peu près constante dans l'intérieur du bâtiment, condition précieuse dans les filatures, dépôts de soie, etc. On obtient ce résultat en donnant à la terrasse la forme d'un vaste réservoir pouvant contenir 0 m. 30 à 0 m. 40 ; d'eau ; celle-ci pourra d'ailleurs être utilisée pour inonder les étages en cas d'incendie.

La terrasse est en outre la toiture obtenue le plus rapidement car il suffit de construire un plancher ordinaire muni de pentes nécessaires à l'écoulement des eaux et de prendre ensuite certaines dispositions spéciales pour garantir l'étanchéité. A ce sujet on ne saurait trop répéter que le béton armé même recouvert d'une chape soignée en ciment ne peut être étanche, car la surface exposée au soleil et aux gelées finit par se faïencer et laisse filtrer les eaux. Pour les citernes, couvertures de réservoir, fosses, etc... on obtient une étanchéité très suffisante en recouvrant la chape d'une épaisseur de 0 m. 30 à 0 m. 40 de terre ; mais ce procédé très lourd ne peut être employé dans les toitures et il faut avoir recours soit à l'emploi de l'asphalte, soit au ciment volcanique.

L'asphalte reste assez mou pendant plusieurs années ce qui lui permet de suivre les effets de la dilatation sans se fissurer. Il con-

vient cependant d'entretenir régulièrement ces terrasses, en faisant disparaître les bourrelets, produits par l'infiltration des eaux, au moyen d'un fer chaud passé sur la surface. Lorsqu'on désire recouvrir une toiture avec l'asphalte, on doit lui donner une pente minima de 1 cm 1/2 à 3 cm. par mètre ; l'asphalte est passé en deux couches, une première de 0 m. 015 d'épaisseur environ et la deuxième de 0 m. 005 seulement.

Les hangars de la Joliette à Marseille construits en charpente métallique et hourdis en ciment armé sont constitués par une toiture-terrasse recouverte d'asphalte et avec une pente de 0 m. 03 par mètre ; la surface totale est de 8 à 9.000 mètres carrés et ces travaux exécutés en 1907 ont donné jusqu'ici de bons résultats au point de vue de l'étanchéité.

Les couvertures en ciment volcanique sont beaucoup plus répandues : l'étanchéité est alors obtenue par la superposition de 4 feuilles d'un papier spécial très fibreux, enduit d'un produit goudronneux, appelé ciment volcanique. Voici comment on procède pour l'exécution de ces toitures : Le plancher horizontal étant construit, on établit les pentes et contre-pentes nécessaires à 0 m. 005 ou 0 m. 01 par mètre au plus ; on étend ensuite une légère couche de sciure de bois sur laquelle on déploie la première couche de papier ; quelques constructeurs suppriment la sciure de bois en employant une première feuille sablée légèrement ; au moyen d'une brosse, on étend à chaud le ciment volcanique et on pose une deuxième feuille en ayant soin à chaque superposition de croiser les joints ; sur la dernière feuille on étend une couche un peu plus épaisse de ciment volcanique sur laquelle on incruste du sable sur une épaisseur de 3 à 4 cm. ; on recouvre le tout de 4 à 5 cm. de gravier, lequel a pour but de maintenir le sable en place et d'assurer le filtrage des eaux vers les points d'écoulement. Au droit des costières on remonte les feuilles de papier de 0 m. 15 environ et on les recouvre au moyen d'un solin en ciment ; l'écoulement des eaux se fait au moyen de cuvettes placées de distance en distance suivant la surface et aboutissant directement dans les tuyaux de descente, sans aucun chéneau.

Les hangars à étage du môle E du port de Marseille, construits entièrement en ciment armé par M. Ed. Coignet, sont couverts d'une

terrasse en ciment volcanique qui mesure environ 15.000 mètres carrés et qui a donné d'excellents résultats. La pente transversale est de 0 m. 01 par mètre, celle longitudinale étant presque nulle ; l'écoulement des eaux se fait par 4 cuvettes pour une surface de 1.300 m².

288. — Combles inclinés. — Depuis très longtemps déjà des combles inclinés à la Mansard ont été exécutés en ciment armé, soit au moyen de fermes transversales avec des dalles cintrées ou polygonales. La figure 230 montre les détails de construction des combles d'une maison de rapport ; les deux derniers étages sont

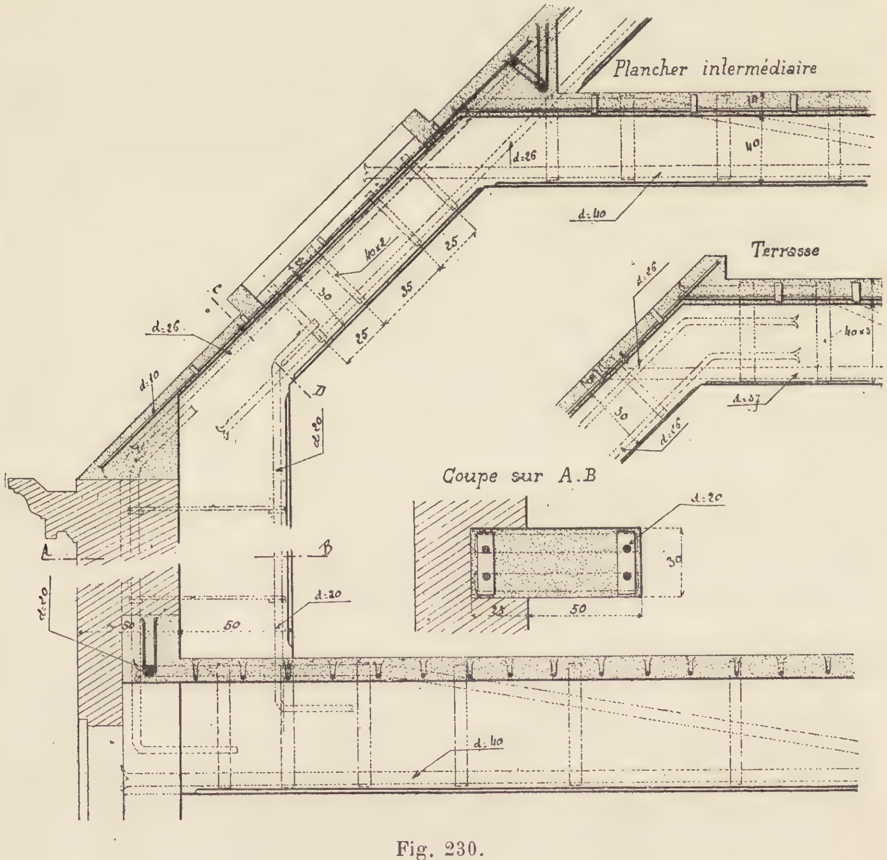



Fig. 230.

mansardés et une terrasse recouvre le 2ᵉ comble ; des fermes transversales placées tous les 3 mètres reposent sur des piliers à

moitié encastrés dans le mur et l'autre moitié repose sur les poutres de l'étage inférieur.

289. *Toiture en shed ou à dents de scie.* — Les toitures inclinées pour bâtiments industriels, filatures, ateliers, etc. peuvent aussi être construites en ciment armé comme le montre la figure 231, qui est un détail d'un shed à pans verticaux et inclinés à 45°. Les montants sont entretoisés à leur partie supérieure par des tirants

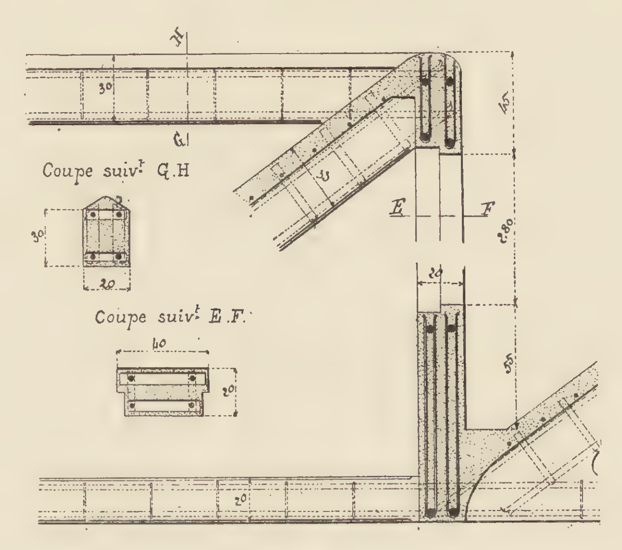



Fig. 231.

horizontaux de 0 m. 20 × 0 m. 30 armés de 4 barres réunies par desétriers ; ils remplissent aussi le rôle de poutres principales supportant la toiture complète et ils reposent à cet effet soit sur des colonnes intérieures soit sur les murs de la construction ; quant à la partie inclinée de la toiture, elle est constituée comme un plancher ordinaire s'appuyant sur des solives ayant leurs appuis sur les montants ; ceux-ci sont aussi entretoisés à leur partie inférieure par des tirants de 0 m. 20 × 0 m. 20.

## CHAPITRE XXIX

### ENCORBELLEMENTS

290. Emploi des pièces en encorbellement. — La mode en est aujourd'hui aux pièces en encorbellement; on en trouve à profusion dans les maisons de rapport où les bow-windows sont devenus d'un usage courant si pratique; les ponts se présentent sous un aspect plus architectural et plus dégagé, si l'on a soin d'en établir les trottoirs en encorbellement ; les réservoirs, châteaux-d'eau, etc., eux-mêmes, paraissent bien moins lourds lorsqu'on a eu le soin de laisser dépasser les parois sur tout le pourtour et de les soutenir par des consoles plus ou moins décoratives. Enfin dans certains cas particuliers, salles de réunion, théâtres, et diverses industries, on a intérêt à ne pas multiplier les points d'appui.

Dans tous ces cas, le ciment armé se prête admirablement à la construction des encorbellements ; ceux-ci peuvent être classés dans l'une des 3 catégories suivantes :

1° L'encorbellement fait suite à une pièce en ciment armé encastrée, par exemple un window établi à la suite d'un plancher en béton armé ou encore une passerelle composée d'un tablier reposant sur des piles et se prolongeant en porte-à-faux de part et d'autre.

2° Les pièces en encorbellement sont isolées et équilibrées par le poids des maçonneries supérieures, cas qui se présente pour la construction d'un balcon window, etc., ne faisant pas suite à d'autres pièces en ciment armé.

3° Enfin l'encorbellement peut être isolé et non équilibré par un poids quelconque supérieur ; c'est le cas d'un pont en maçonnerie ou d'une voie quelconque à élargir au moyen de consoles.

291. Conditions de stabilité des pièces en encorbellement. — Dans le 1er cas, celui où le porte-à-faux fait suite à une ou plusieurs travées reposant sur des appuis, nous avons donné dans le calcul des poutres droites, la valeur des efforts en différentes sections de la pièce ; il suffira donc de satisfaire à ces conditions pour que la stabilité soit assurée.

Le 2e cas est celui représenté par la figure 232 ; nous ferons supporter la maçonnerie A′ du window sur une poutre en ciment armé

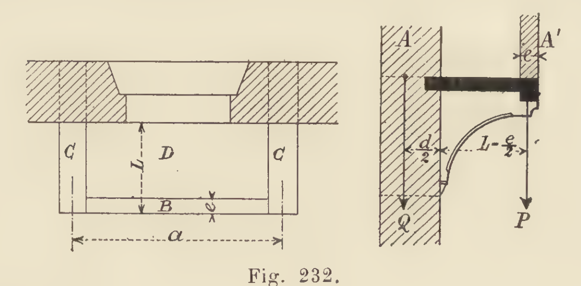



Fig. 232.

B laquelle transmettra cette charge ainsi que celle due à la partie D sur deux consoles C placées de part et d'autre de l'ouverture.

Soit L le porte-à-faux des consoles ;

- $a$ leur écartement d'axe en axe ;
- $p$ le poids propre de la dalle D ;
- $p'$ la surcharge par mètre carré de la partie D ;
- $e$ l'épaisseur du mur du window ;
- $h$ sa hauteur.

La poutre B aura à supporter par mètre courant :

1° plancher et surcharge : $(p+p')\dfrac{L-e}{2}$ ;

2° maçonnerie : $1800 \times e \times h$ ;

3° poids propre : $p''$.

Chaque console aura donc à son extrémité une charge de :

$$P = \left[(p+p')\left(\frac{L-e}{2}\right) + 1800\ e\ h + p''\right] \times \frac{a}{2},$$

dont le moment sera :

$$M = P \times \left(\frac{L-e}{2}\right).$$

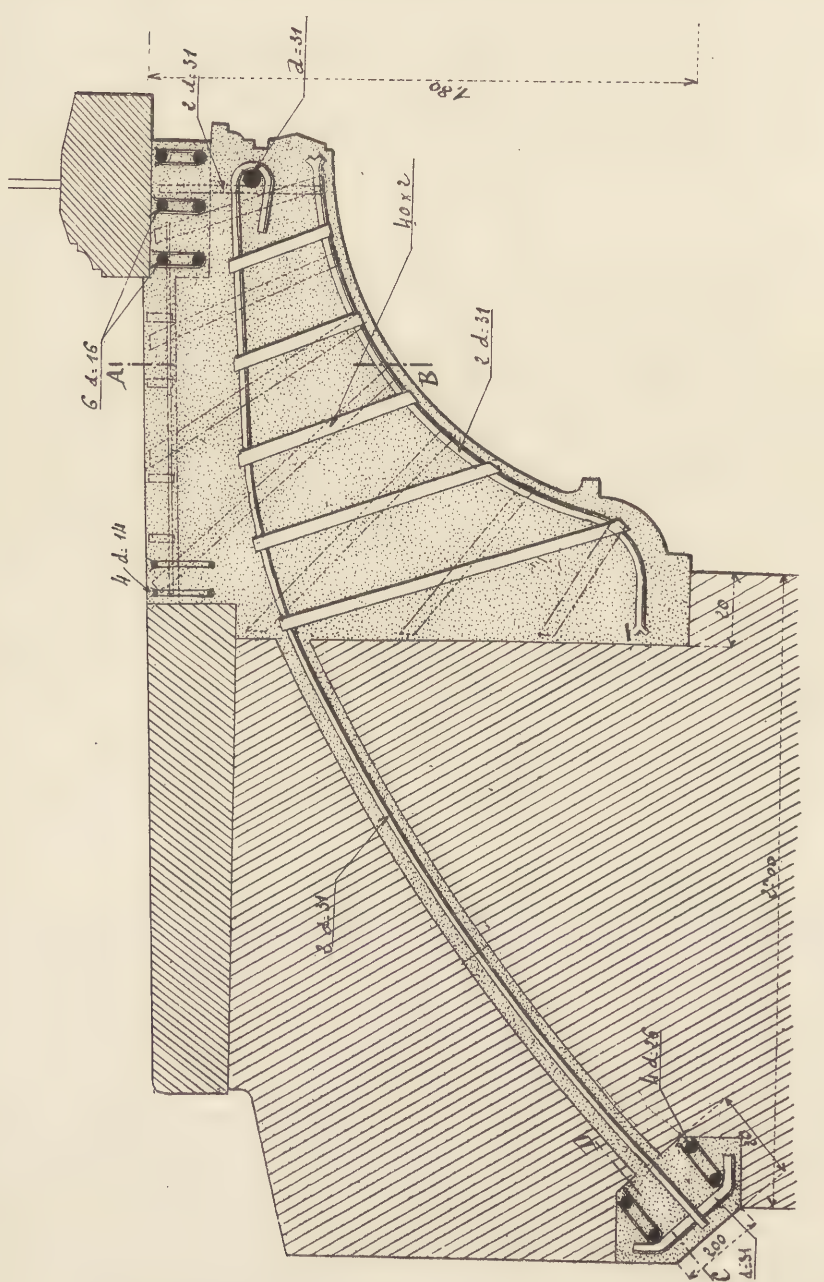


Fig. 233.

Ce moment doit être équilibré par le poids des maçonneries, linteaux, planchers, etc., agissant directement sur la console ; si nous désignons par Q ce poids nous devrons avoir :

$$Q \times \frac{d}{2} \geqq P \times \left( L - \frac{e}{2} \right);$$

d'où :
$$Q \geqq \frac{2 P (L - e)}{d}$$

Si cette condition n'était pas satisfaite il serait indispensable de construire une poutre en ciment armé noyée dans l'épaisseur du mur et ayant pour objet de répartir l'effort de traction sur une plus grande longueur de maçonnerie.

Enfin dans le 3e cas, on opérera comme précédemment, mais nous n'avons plus ici le poids Q et la stabilité devra être assurée au moyen d'ancrages établis sur des points fixes.

292. Exemples d'encorbellement. — a). *Encorbellement sur le chemin de fer de Ceinture à Paris.* — En 1899 et 1900 les voies du chemin de fer de Ceinture comprises entre la station de Courcelles et celle de la Porte-Maillot furent doublées et la tranchée dut être élargie de plusieurs mètres. Afin de maintenir la largeur de la chaussée et des trottoirs du boulevard Péreire, on fut contraint d'établir une partie des trottoirs en encorbellement de 0 m. 90 à 2 m. 50.

La figure 233 donne le détail de construction de ce travail qui représente une application du 3e cas. Les consoles sont distantes de 3 mètres environ et elles ont 1 m. 80 de retombée totale ; leur armature est composée de 2 barres supérieures de 31 mm. et de 2 barres inférieures de même diamètre, ces 4 barres étant réunies entre elles au moyen d'étriers ; les efforts de traction transmis sur la console sont supportés par les barres supérieures lesquelles sont crochetées sur une barre de 31 mm. ; aucune charge supérieure ne vient ici équilibrer le porte-à-faux et on a adopté à cet effet une disposition ingénieuse : les barres supérieures de la console sont prolongées sur toute l'épaisseur de la maçonnerie et viennent se crocheter sur des barres transversales soutenues par les fers d'une poutre spéciale qui a pour but de répartir l'effort de traction sur

toute la longueur du mur dont l'épaisseur est considérable et qu'on peut traiter comme un point fixe.

b) *Immeuble Gaveau, à Paris.* — La société Gaveau a fait cons-

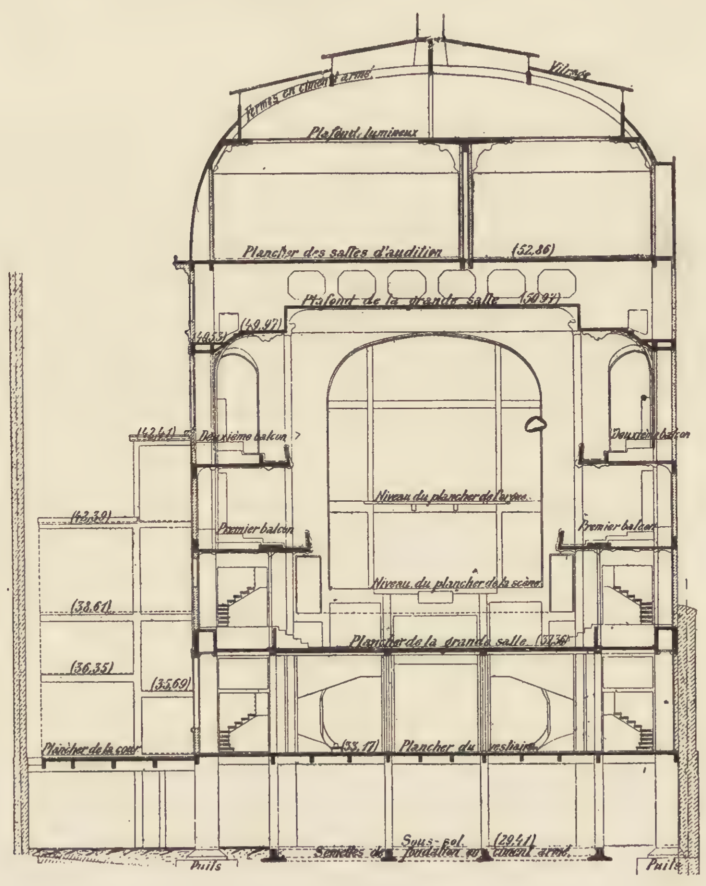



Fig. 234.

truire, 45, rue de la Boétie à Paris, une grande salle d'audition, avec magasins de vente, par M. E. Coignet. La figure 234 donne la coupe transversale sur la salle de concert montrant les balcons en encorbellement. Le premier balcon contourne la salle sur 3 cotés et se compose d'un hourdis horizontal formant le plafond sur lequel s'appuient les gradins en bois ; des colonnes en fer placées vers le milieu du balcon supportent les poutres principales de celui-ci, les-

quelles se prolongent en porte-à-faux jusqu'à la balustrade. Le deuxième balcon affecte à peu près la même disposition que le précédent, mais il a une saillie de 3 m. 015 au-delà des piliers et il est complètement en porte-à-faux.



Fig. 235.

c) *Villa de M. Hennebique, à Bourg-la-Reine.* — M. Hennebique a

fait édifier pour son compte à Bourg-la-Reine, une villa où il a réuni à dessin tous les problèmes du ciment armé et notamment ceux relatifs aux encorbellements. La figure 235 montre l'aspect sur une de ses faces de cet immeuble original ; au premier plan se trouve une tourelle hexagonale surmontée d'un chapiteau dont le porte-à-faux est de 1 m. 80 à 2 mètres ; cette tourelle d'un poids total de 200 tonnes est elle-même en encorbellement de 4 mètres, environ et soutenue par deux gigantesques consoles qui, malgré leurs dimensions, n'offrent rien de disgracieux ; la terrasse transformée en jardin suspendu et qui recouvre toute la construction est aussi en porte-à-faux de 2 mètres sur tout le pourtour ; enfin un jardin d'hiver que l'on aperçoit dans l'arrière-plan à gauche, au milieu des arbres, est en encorbellement de 2 m. 50.

---

# SIXIÈME PARTIE

## TRAVAUX DIVERS

### CHAPITRE XXX

#### TRAVERSES DE CHEMIN DE FER

293. Emploi du ciment armé dans la construction des traverses. — L'idée d'appliquer le ciment armé à la construction des traverses de chemin de fer paraît tout d'abord originale et s'écarte un peu des applications ordinaires de ce matériau ; on s'est habitué à voir des planchers, des murs, réservoirs, ponts, etc., mais il semblait peu probable qu'un jour le béton armé rentrerait dans la construction des voies de chemin de fer.

Les ingénieurs des chemins de fer ont en effet toujours été préoccupés par cette question des traverses au point de vue de la stabilité de la voie comme à celui des frais de premier établissement et d'entretien, ceux-ci surtout étant considérables avec les matériaux actuellement employés : le bois et le métal. Les traverses en bois ont été les seules employées pendant très longtemps car elles se prêtent assez bien à la répartition des charges sur le ballast et la pose des rails est très simple. Mais par contre elles demandent un entretien constant, sont d'une durée relativement courte et enfin deviennent de plus en plus chères en raison de la rareté du bois. Les traverses métalliques coûtent presque le double des précédentes et présentent malgré cela des inconvénients non moins graves, car leur légèreté ne s'accommode pas avec la répartition des lourdes charges, le bal-

last se trouve chassé par les vibrations et enfin le métal s'oxyde assez rapidement à l'air libre.

On a bien recherché à prolonger l'existence des traverses en bois par des injections antiseptiques devant résister à l'action des agents atmosphériques ; mais ces préparations demandent des soins attentifs et minutieux et on peut dire sans exagération que le résultat désiré est très rarement atteint; d'ailleurs les propriétés acquises par ce traitement diminuent peu à peu jusqu'à disparaître au bout de 5 à 6 ans au plus. En outre les bois injectés produisent une odeur suffocante dans les parties souterraines et constituent de plus un foyer d'incendie toujours prêt à éclater à la première occasion ; exemples : la catastrophe du 24 décembre 1901 à Liverpool, où dans une voie souterraine les traverses en bois créosoté ayant pris feu à la suite d'un court circuit, propagèrent l'incendie dans de telles proportions qu'un certain nombre de voyageurs aveuglés par la fumée ne purent s'enfuir ; enfin dans la catastrophe du 10 août 1903 à la station des *Couronnes* du Métropolitain de Paris, la fumée dégagée tant par la combustion lente du matériel que par celle des traverses, empêcha tout secours pendant plusieurs heures.

On a donc demandé au ciment armé ce que ni le bois ni le métal n'avaient pu donner : une sécurité absolue en même temps qu'un prix abordable ; ce résultat a-t-il été atteint aujourd'hui ? De l'avis même des ingénieurs sous les ordres desquels on exécute actuellement les essais, il serait prématuré de l'affirmer, mais tous sont unanimes à attester la bonne tenue des traverses en ciment armé jusqu'à présent ; or ainsi que nous le verrons plus loin certaines d'entre elles sont en service depuis plusieurs années.

294. Traverses employées en Amérique. — Les expériences se poursuivent en Amérique depuis 1898 ; les premières traverses qui furent exécutées comportaient une armature formée de 2 fers à **U** de 50 mm. de haut traversant deux blocs en béton de 0 m. 90 de long, 0 m. 23 de large et 0 m. 18 de haut ; la distance intérieure des blocs était de 0 m. 60 et dans cette partie où l'armature n'était pas protégée contre les actions atmosphériques, on avait badigeonné les faces extérieures avec du ciment pur, tandis que les faces inté-

rieures étaient réunies par du mortier ayant l'épaisseur du fer, soit 0 m. 05 ; le scellement du rail se faisait au moyen de tirefonds ordinaires pénétrant dans une pièce de bois préalablement noyée dans l'épaisseur de la traverse et rendue immobile au moyen d'une armature en **I** qui était fixée elle-même sur les fers en **U** ; ces traverses ont été posées sur une longueur de 2000 mètres.

295. Traverses système Unciti. — M. R.-M. Unciti, ingénieur militaire espagnol, s'occupant spécialement du béton armé et de ses applications a fait breveter un système de traverse, actuellement en essai à la compagnie des chemins de fer du nord de l'Espagne, en gare de Barcelone. L'armature de cette traverse se compose de 4 barres longitudinales, deux supérieures et deux inférieures, réunies par plusieurs armatures transversales, lesquelles sont disposées en forme de triangle; le rail est fixé sur la traverse au moyen de tirefonds et d'une pièce de bois. M. Unciti donne comme prix moyen de la traverse à écartement normal celui de 8 fr. 50.

296. Traverses de la compagnie des chemins de fer de l'État italien. — La Compagnie des chemins de fer de l'Etat italien a fait poser à Bologne en 1902 et 1905 sur la ligne de l'Adriatique un certain nombre de traverses en ciment armé caractérisées comme suit : la longueur totale est de 2 m. 60 et l'épaisseur de 0 m. 13; le poids de l'armature, comprenant un treillis très serré de barres de 5 mm., est de 20 kg., celui de la traverse complète de 190 kg. L'attache du rail se fait au moyen de tirefonds vissés dans des pièces de bois de forme circulaire, noyées dans la traverse.

297. Traverses système Sarda. — En France les premières traverses apparues furent celles du système Candlot-Cottancin, mises en essai à la Compagnie des chemins de fer de l'Ouest; M. Hennebique fit également breveter un système de traverse et enfin M. Sarda, entrepreneur à Perpignan, réussit à faire adopter par plusieurs compagnies la traverse de son système indiquée par les figures 236 et 236 bis. La traverse pour voie normale mesure 2 m. 45 de long. 0 m. 24 de large et 0 m. 10 de haut dans la partie centrale et 0 m. 15 dans les parties au-dessous des rails. La figure 236 bis montre le détail

de l'attache du rail qui est la véritable caractéristique du système : deux boulons, à tête de gendarme aplatie, pénètrent dans une gaîne métallique noyée dans le béton au moment de la fabrication de la traverse ; cette gaîne possède à la partie inférieure une chambre d'arrêt constituée par 4 ergots de hauteur différente, dis-

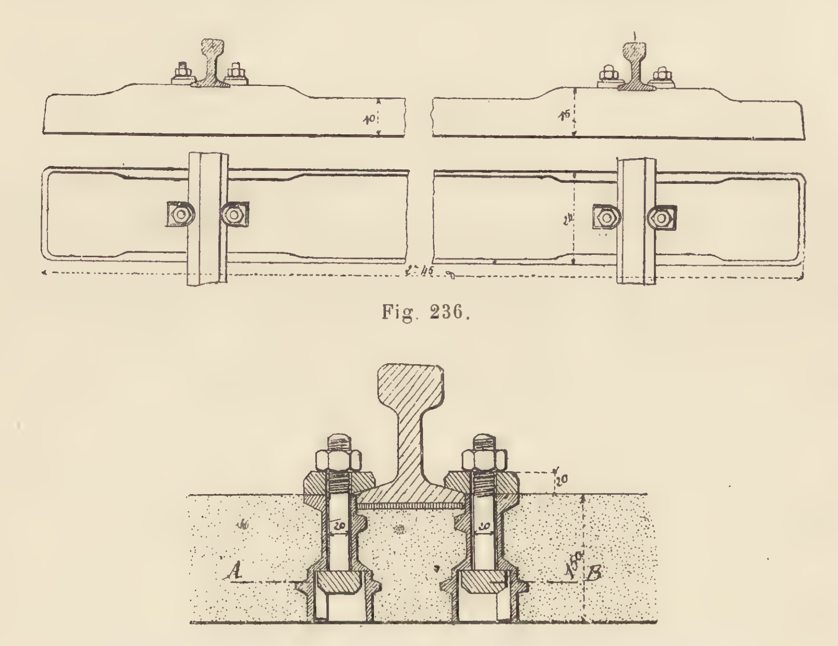



Fig. 236.

Fig. 236 bis.

posés suivant deux diamètres perpendiculaires ; les boulons introduits dans cette gaîne sont rendus immobiles par les ergots et le serrage du rail s'effectue sur un tampon métallique de 20 mm. de haut. La traverse étant mise en place, il suffit, lorsqu'on veut fixer le rail, d'introduire le boulon muni du tampon de serrage et de l'écrou, celui-ci ramené à la partie supérieure du filetage ; on le descend jusqu'au fond de la gaîne métallique et on peut alors commencer le serrage de l'écrou ; la tête du boulon s'engage d'elle-même dans la chambre d'arrêt et tout mouvement de rotation est alors impossible. Lorsqu'on veut enlever le boulon, on desserre l'écrou jusqu'à l'extrémité du filetage et le boulon se retire de lui-même. L'armature de la traverse est constituée par des lames de

métal déployé placées verticalement au nombre de 4 et réunies entre elles dans le sens transversal par des ligatures en fil de fer.

Le poids total de la traverse est de 140 kg. et son prix varie de 10 fr. 50 à 11 fr. pour une commande importante. Ce système est en essai sur plusieurs lignes et paraît avoir donné des résultats satisfaisants d'après les rapports des Ingénieurs. En mars 1900 et octobre de la même année une première série de ces pièces fut mise en service près de la gare de Bordeaux, sur la ligne des chemins de fer de l'Etat. Au bout d'un an d'expériences une seconde commande d'essai fut passée et les nouvelles traverses furent posées en avril et juillet 1903 ; depuis lors elles ont été l'objet d'examens fréquents et aucune détérioration n'a été constatée.

D'autres traverses ont été posées à Barcelone en mars 1902, pour le compte de la Compagnie des chemins de fer de Madrid à Alicante ; d'autres, pour la voie de 1 mètre, posées depuis juillet 1903 à Mâcon, à Perpignan, à Marseille pour la voie normale, en Algérie, etc. Enfin 200 traverses ont été expédiées à l'Ile de la Réunion et 1000 traverses à la Côte d'Ivoire pour la voie de 1 mètre.

298. Traverses système Bührer. — Le journal américain *The Cement* de septembre 1903 a donné le compte rendu d'une série d'expériences exécutées par M. Bührer, Ingénieur de la compagnie « Lake Shore and Michigan Southen Railvay » sur des traverses en ciment armé. Celles-ci sont constituées par des prismes de béton ayant 0 m. 20 de large à la base et 0 m. 115 au sommet pour une hauteur de 0 m. 14 ; l'armature noyée dans ce prisme est composée d'un fer à **I** ou à **U** ou encore d'un vieux rail à patin hors d'usage, assemblé la tête en bas sur un fer plat. Le patin étant placé vers la face supérieure reçoit le rail auquel il est attaché par des boulons ou crapauds. Ces traverses sont restées en observation pendant plusieurs années à Chicago et des essais ont été entrepris à plus grande échelle, précisément en des points où des précautions sont à prendre pour éviter le déversement du rail extérieur qui tend à se produire dans les courbes accentuées. Le poids de l'armature est de 75 kg. par traverse et celui du béton de 125 kg. ; les lignes où se poursuivent les essais sont les suivantes :

« Lake Shore and Michigan Raiway » sur 2.943 mètres.
« Pensylvanie » sur 450 mètres.
« Lake Side and Marblehead Railway » sur 550 mètres.

299. Traverses système Zubizaretta et Calzada. — L'Espagne a également mis en essai des traverses pour voie de 1 mètre, système Zubizaretta et Calzada ; les dimensions sont les suivantes : longueur 1 m. 60, largeur 0 m. 20, épaisseur 0 m. 13 ; ainsi que précédemment les rails sont fixés au moyen de tirefonds placés de part et d'autre du rail. L'armature de la traverse se compose : 1° de deux fers plats de 12×3 mm. placés suivant les diagonales de la face inférieure de la traverse, ces cadres étant complètement fermés ; 2° de barres liaisonnant les deux cadres précédents comprenant d'abord 6 crochets en fer plat de 12 × 3 placés aux quatre angles et vers le milieu de la longueur, et ensuite deux autres crochets en fer plat placés entre les précédents et enlaçant toutes les barres inférieures des cadres.

300. Traverses système Habay. — En France nous devons signaler également les essais faits sur les traverses Habay caractérisées par les dimensions suivantes : longueur 2 m. 25, poids 120 à 130 kg. prix 5 fr. 50 à 6 fr. L'armature est formée de fils de faible diamètre entourant la pièce dans tous les sens de façon à former un frettage à mailles serrées ; au droit des rails l'armature est renforcée par d'autres barres longitudinales, en vue des efforts de flexion qui pourraient se produire par suite de la fuite du ballast. Le mode d'attache des rails est obtenu en introduisant dans le béton de la traverse une garniture système Thiollier identique à celle employée pour le renforcement des traverses en bois. Cette garniture se compose d'une hélice d'acier dont le nombre de spires varie suivant le pas du tirefond et que l'on incorpore au droit de chaque tirefond de la traverse. Ces traverses ont été soumises au laboratoire des Ponts et Chaussées à des essais très intéressants que nous résumerons brièvement :

1° *Charge à l'écrasement.* — Il a fallu une charge moyenne de 140 tonnes appliquée au droit de chaque rail pour produire l'écrasement du béton.

2° *Résistance à la rupture par flexion.* — On a posé la traverse sur deux appuis distants de 0 m. 40 et on a appliqué au centre de cette distance des charges atteignant jusqu'à 7.245 kgs. ; la flèche constatée a été de 0 mm. 2.

3° *Essai d'arrachement des tire-fonds.* — Il a fallu un effort de 8 à 10.000 kg. pour déplacer la tête du tire-fond par rapport à l'axe de la traverse.

301. Traverse coussinet, système P. Gallotti. — La traverse représentée en élévation figure 237 et en coupes figure 238, a été ima-

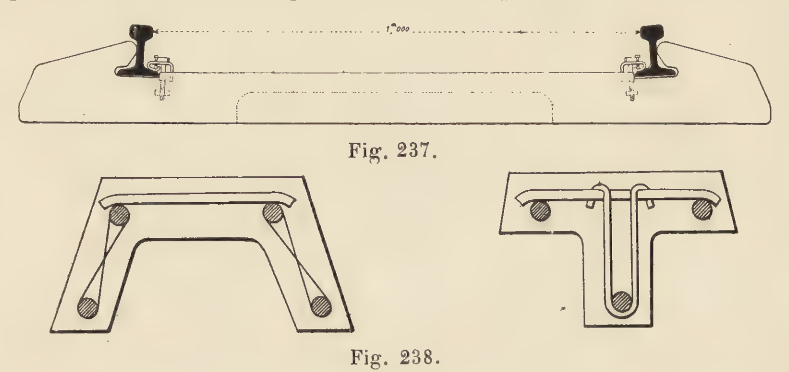


Fig. 237.

Fig. 238.

ginée par M. P. Gallotti, ingénieur; elle porte le nom de *traverse-coussinet*, en raison du soin tout particulier avec lequel l'assiette et la fixation des rails ont été prévues. On remarquera en effet que les tire-fonds sont supprimés et remplacés par le jeu réciproque d'un fort épaulement en béton et d'une cale formant ressort dont le serrage s'obtient à l'aide d'un écrou réglé sur un goujon scellé dans la traverse au moment du moulage, ou sur un boulon dont le logement est ménagé dans le béton.

L'inventeur a réalisé encore d'autres desiderata parmi lesquels une rigidité double de celle des traverses en bois et triple de celle des traverses en acier et un élargissement considérable de la base d'appui de la traverse au droit des rails, c'est-à-dire dans les régions de plus grande compression.

On ne saurait faire ici les objections justifiées relatives aux inconvénients de la pose de la voie en porte-à-faux, attendu que M. Gallotti a prévu une disposition de traverses jumelées, dite de contre-joints.

# CHAPITRE XXXI

## SUPPORTS DE CANALISATION AÉRIENNE

302. — Emploi du ciment armé. — La question des poteaux supportant soit des canalisations aériennes, soit de simples fils téléphoniques ou télégraphiques, soit encore des trolleys, est devenue très importante depuis les progrès considérables accomplis par l'électricité. Au fur et à mesure du développement rapide pris par les transports d'énergie à grande distance, on s'est aperçu que les poteaux en bois n'offraient ni la résistance ni la durée qu'on était en droit d'exiger pour des constructions aussi importantes. La durée des poteaux en bois, malgré le soin apporté à leur injection ne peut guère dépasser 10 à 14 ans, de sorte qu'après une cinquantaine d'années le prix de revient de la ligne a quadruplé ; en outre les réparations continuelles dues au remplacement des poteaux grèvent encore les frais d'établissement et occasionnent des interruptions de service très fréquentes et onéreuses à tous les points de vue.

On a proposé depuis quelques années des poteaux métalliques dont la durée est beaucoup plus élevée, mais dont les frais d'entretien sont très importants ; on remarque d'ailleurs bien vite qu'ils n'étaient pratiques au point de vue de la dépense que dans les installations de grande importance et qu'ils étaient trop onéreux pour les lignes courantes de transport de force.

On a donc demandé au ciment armé ce que ni le bois ni le métal n'avaient pu réaliser : une durée illimitée en même temps qu'un prix modéré.

303. Supports système Bourgeat. — M. Louis Brunhes, ingénieur à la Société Electro-Chimique de la Romanche, a communiqué à la

*Houille blanche* de juillet 1903, des essais de poteaux en ciment armé, ou plutôt mixtes, puisqu'ils sont composés de bois, fer et ciment ; ces poteaux avaient été adoptés sur le parcours de Livret à Grenoble, soit sur 36 km. environ.

Les conducteurs à supporter se composent de 6 fils de cuivre de 8 mm. de diamètre, la tension variant de 26.000 à 32.500 volts. Le poteau a 12 mètres de longueur totale dont 1 m. 80 encastré dans le sol de fondation, ce dernier se composant d'un massif en béton de chaux lourde de 1 m. 80 de côté. Le poteau se compose : 1° d'une âme de sapin en grume de 0 m. 19 de diamètre à la base et 0 m. 09 au sommet ; 2° d'une hélice en fils de 6 mm. de diamètre entourant l'âme en bois et ayant pour but d'augmenter l'adhérence du béton sur le bois ; 3° de huit tiges verticales de 7 mm. de diamètre reposant sur l'hélice précédente et fortement tendues aux deux extrémités de l'âme ; 4° enfin d'un grillage en métal déployé ou toile métallique à mailles de 22 mm. et fils de 1 mm. de diamètre, enveloppant l'armature précédente d'une façon invariable. Toutes ces parties sont recouvertes d'un mortier de ciment composé d'une partie de ciment et de 2 parties de sable bien lavé.

Le bois formant l'âme du poteau doit être vert ou avoir été plongé dans l'eau pendant huit jours au moins avant son emploi ; son rôle est en effet essentiel : 1° il sert de moule pour la fabrication du poteau proprement dit en béton ; 2° il donne au poteau une certaine rigidité immédiate, ce qui permet le transport et la manipulation de l'ensemble avant que le ciment soit tout à fait sec ; étant à l'abri de l'air il se conservera certainement pendant très longtemps et fournira un appoint de résistance sur lequel par mesure de précaution on ne compte pas.

Pour la confection du poteau on se sert d'un moule spécial composé d'une série de demi-cylindres ayant chacun 2 mètres de long et dont les diamètres diminuent de 2 en 2 cm. de l'un à l'autre. Le moule ainsi constitué est rempli de mortier et on y applique l'âme en bois qu'on fait pénétrer par une série de balancements ; on la recouvre ensuite elle-même de mortier, lequel est travaillé au moyen d'un lissoir épousant la forme cylindrique du poteau. Celui-ci est démoulé une demi-heure après sa fabrication et peut être

dressé à son emplacement 8 ou 10 jours après ; une équipe de 16 hommes fabrique journellement 15 poteaux dont le poids est de 690 kg. à 700 kg. pièce.

Des essais à la traction ont été effectués sur des poteaux ainsi établis et fabriqués depuis 2 mois. Dans une première épreuve la rupture s'est produite au moyen d'une charge de 298 kg. agissant avec un bras de levier de 9 m. 25, soit avec un moment de flexion de 2.380 kgm. La rupture s'est produite par choc, une charge de 90 kg. étant tombée sur l'appareil d'une hauteur de 0 m. 30. Le 2e essai a été fait plus attentivement et l'on a mesuré la flèche après chaque addition de charge supplémentaire ; la hauteur de l'attache était de 5m.98 ; sous une charge de 313 kg. la flèche a atteint 0 m. 19 ; sous une charge de 500 kg. elle est devenue 0 m. 29 et sous celle de 565 kg., la rupture s'est produite. Le prix de ces poteaux est de 25 à 35 0/0 supérieur à celui des poteaux en bois de même longueur et de 0 m. 30 de diamètre à la base.

304. Poteaux système Hennebique.— La figure 239 montre l'aspect d'un support à section rectangulaire de 7 mètres de haut au-dessus du sol et 1 m. 50 d'encastrement ; la section est de 0 m. 30 × 0 m. 20 depuis le sol jusqu'à 1 m. 20 environ ; l'encastrement dans le massif en béton mesure 0 m. 25 × 0 m. 15 ; à partir de la hauteur de 1 m. 20 formant socle, le plus grand côté du rectangle mesure 0 m. 233 à la base et 0 m. 15 au sommet ; la figure précédente donne également la disposition de l'armature qui est composée de :

4 barres de 15 mm. montant jusqu'en haut ;
2 — s'arrêtant à 5 m. 25 du sol ;
2 — s'arrêtant à 4 mètres du sol ;
2 — s'arrêtant à 2 m. 40 du sol ;

305. Poteaux système D. G. L. — MM. Rossignol et Delamarche, fabricants de ciment à Grenoble, ont construit et expérimenté dans leur usine un support plus léger que les précédents et offrant une grande résistance à la traction. La section du poteau est octogonale et un vide intérieur est obtenu presque sur toute sa longueur au moyen d'un moule spécial extensible qui permet d'obtenir dif-

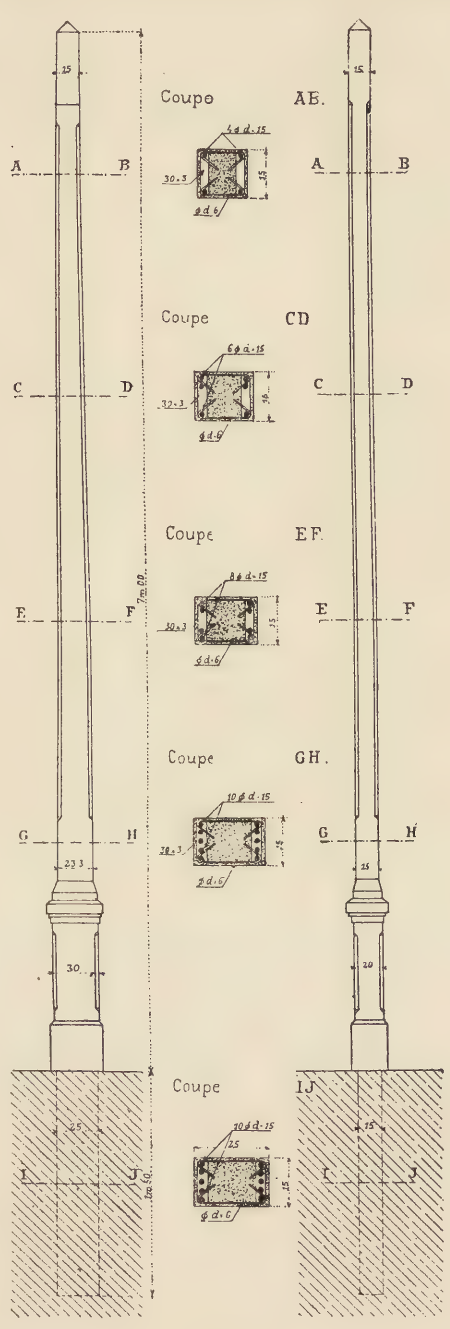



Fig. 239.

férentes épaisseurs de béton suivant la résistance à obtenir et même avec des diamètres extérieurs différents.

Ces supports ont été soumis le 23 décembre 1903 à des essais de résistance que nous résumerons ainsi : Essai n° 1. Un poteau fabriqué le 5 décembre de la même année c'est-à-dire ayant 17 jours de fabrication et mesurant 12 mètres de long a été encastré de 2 mètres dans le sol. Il a été soumis à une traction horizontale croissante s'exerçant au sommet par fractions de 40 kg. jusqu'à 850 kg., force qui a occasionné la rupture à la section d'encastrement. Jusqu'à 300 kg. aucune déformation permanente et aucune fissure n'ont été constatées ; de 390 à 800 kgs. des fissures presque imperceptibles ont été remarquées sur la face soumise à la traction ; ces fissures disparaissaient d'ailleurs complètement aussitôt que la charge était supprimée. A 850 kgs. l'écrasement du béton s'est produit sur la face comprimée, les fers de l'armature restant intacts ; le poteau a même pu être séparé sur place et a supporté sans se rompre une charge de 1.000 kgs. à son extrémité.

Essai n° 2. — Un poteau identique au précédent, ayant aussi 17 jours de fabrication, a été placé sur 3 appuis, l'un au milieu, les deux autres aux extrémités, soit à 10 mètres de distance ; l'appui du milieu ayant été supprimé, la flèche maxima constatée a été de 23 mm.

Essai n° 3. — On s'est servi pour cet essai d'un poteau fabriqué le 13 novembre précédent, c'est-à-dire ayant 40 jours de fabrication ; ce poteau n'a donné des signes d'écrasement qu'à partir de 10.000 kgs., c'est-à-dire pour un moment de flexion de 10.000 kgm.

Le prix de ces poteaux est un peu supérieur à celui des poteaux en bois de même longueur, mais il est notablement moins élevé que celui des supports métalliques.

---

## CHAPITRE XXXII

### DIGUES SYSTÈME L.-A. SANDERS

306. Parmi les éléments de construction en ciment armé, étudiés aux précédents chapitres, les plus simples à établir sont les dalles planes et les cylindres. Ces derniers sont remarquablement économiques et les constructeurs y ont recours de préférence pour les conduites, les réservoirs et les silos, chaque fois que les circonstances le permettent; cette économie résulte de ce que toutes les parties constituant ces ouvrages en ciment armé sont pleinement utilisées : les directrices ou frettes équilibrent les pressions intérieures, les génératrices s'opposent aux flexions, et le béton résiste aux pressions extérieures. De tels avantages ne pouvaient manquer de frapper un ingénieur éclairé par une longue expérience des grands travaux et par ses belles études théoriques, tel que M. L.-A. Sanders, ingénieur en chef pendant des années de la Société Hollandaise de construction en ciment armé, l'*Amsterdamsche Fabriek van Ijtzenwerken-Wittenburg* ; aussi n'hésita-t-il pas à les appliquer sur une grande échelle à la construction des murs de quai du Port des Pêcheurs d'Ymuiden (Hollande).

Cet ouvrage exécuté en 1903, sur 250 mètres de longueur, se compose d'une double rangée de colonnes de 2 m. 50 de diamètre, de 8 m. 75 de hauteur, à l'écartement de 5 mètres dans le sens longitudinal et de 6 m. 50 dans le sens transversal. Ces colonnes, fortement armées de frettes et de génératrices, n'ont que 0 m. 08 d'épaisseur. Construites à l'avance sur un chantier voisin, elles ont été transportées sur rail ou par eau à l'aide de treuils roulants ou de pontons-grues à leur emplacement définitif, enfoncées profondément dans le sol à l'aide d'injections hydrauliques puissantes, puis rem-

plies de sable presque jusqu'à la hauteur de leur sommet, le reste étant comblé par une forte épaisseur de béton. Sur ce dernier repose une poutre en ciment armé de 1 m. 30 de hauteur environ et de 0 m. 30 de largeur, réunissant deux à deux les colonnes correspondantes sur les deux rangées, et ces poutres transversales portent elles-mêmes le hourdis épais de la plateforme, prévu pour une surcharge de 5.800 kg. par mettre carré et le passage d'une locomotive de 45 tonnes également réparties sur 3 essieux à l'écartement de 1 m. 50.

La figure 240 comporte une élévation, et une coupe en plan immédiatement au-dessous de la plateforme, relatives à quelques travées de l'ouvrage qui a été exécuté.

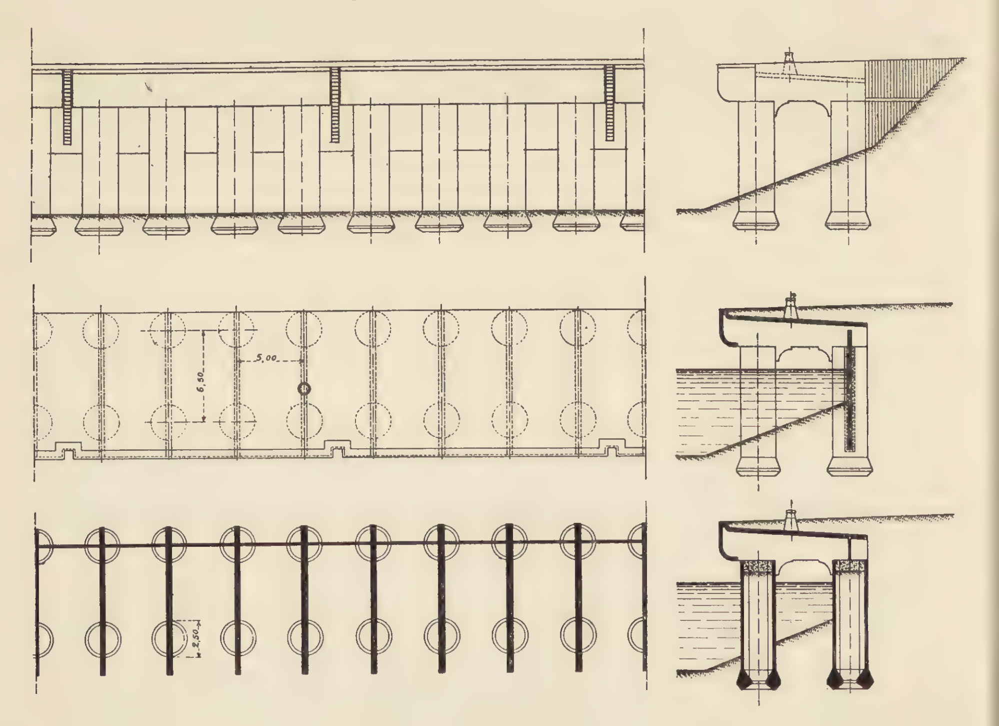



Fig. 240.

La figure 241 est une photographie reproduisant l'ouvrage vu d'enfilade et au-dessous de la plate-forme.

Lors de l'épreuve, il a été étendu une couche de sable de 1 mètre

de hauteur sur toute l'étendue de la plateforme, plus 4.000 kg. de surcharge par mètre superficiel aussi bien sur cette dernière que

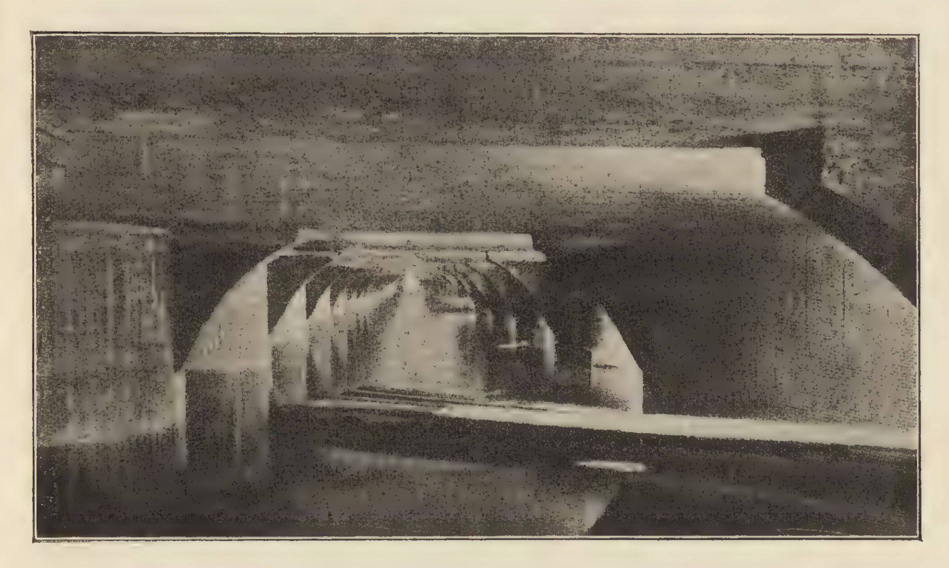


Fig. 241.

sur le remblai retenu par l'ouvrage. On n'a pu découvrir aucun tassement sensible, aucune trace de fissure.

L'établissement de cet ouvrage nécessita un matériel spécial de coffrages, de transport sur terre et sur mer, d'enfoncement des colonnes dans le sol, mais qui somme toute, amorti sur les 250 mètres de longueur, a permis d'exécuter ce travail a bien meilleur compte qu'il ne l'aurait été de toute autre façon. Il est donc certain que cet amortissement se réduirait à bien peu de chose pour des travaux d'une importance beaucoup plus grande encore, et que par suite le prix de revient serait considérablement avantageux.

Satisfait au delà de toute espérance des résultats obtenus, M. L.-A. Sanders a imaginé une combinaison de cylindres et de palplanches de nature à donner des solutions exceptionnellement économiques pour la construction des murs de soutènement de toutes espèces, digues, murs de quai, estacades, brise-lames, bajoyers d'écluses, barrages, culées de ponts, etc.

La figure schématique (fig. 242) fera comprendre l'invention con-

sistant à prévoir sur la périphérie extérieure des cylindres des rainures longitudinales et diamétrales, formées par deux nervures voisines parallèles, entre lesquelles on peut laisser glisser aisément, ou enfoncer des palplanches en ciment armé. Ces palplanches étant mises en place, le jeu est comblé par un coulis de ciment qui, après durcissement soude entre eux, d'une façon étanche, les cylindres et

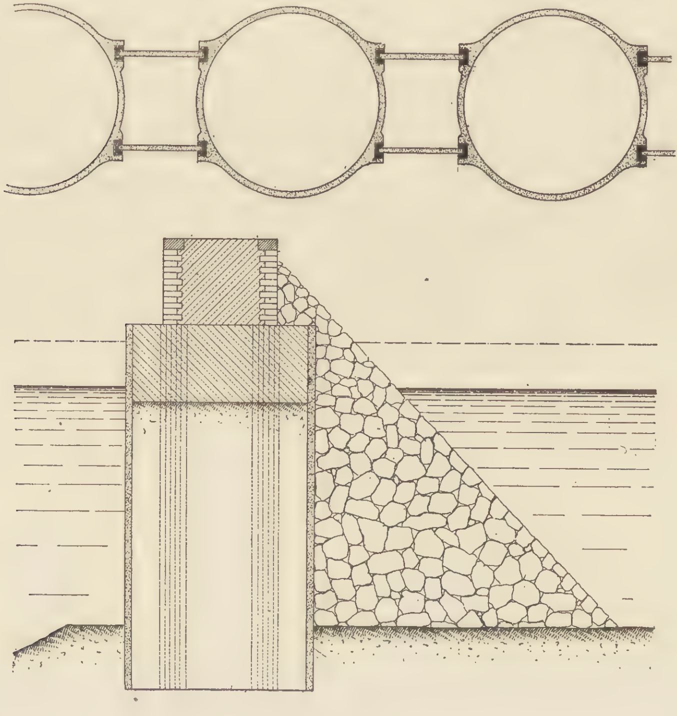


Fig. 242.

les palplanches qui les entretoisent ; on a constitué ainsi un large mur à cavités cylindriques et parallélipipédiques dont les parois ont été calculées pour s'opposer à toute déformation sous l'effet des poussées des terres, des enrochements ou des marées. Si de plus on remplit de sable ou d'argile tous les vides ci-dessus, aussi bien ceux des colonnes creuses que ceux ménagés entre ces dernières par les palplanches, on conçoit qu'il est possible de compter sur une stabilité de tout repos, quelle que soit la grandeur des poussées, en

prévoyant un diamètre convenable des cylindres, et ce, dans bien des cas sans recourir à d'autres modes de fondation, que l'assiette des cylindres et de leurs entretoises posés directement sur le rocher ou sur une forme en béton d'épaisseur convenable. Sur cette digue étanche d'une grande stabilité et insensible aux tassements, couronnée par une forme en béton, rien n'est plus simple que d'établir le mur de quai proprement dit en maçonnerie à l'abri des flots et des vents les plus violents.

L'économie de l'application de ce système ressort de la formule suivante, qui permet d'évaluer la surface développée de hourdis plan ou cylindrique, comprise dans un mètre carré en élévation :

$$S = \frac{\pi d + 2 l}{d + l},$$

Dans cette formule, $d$ est le diamètre des colonnes et $l$ la largeur des entretoises (dans l'hypothèse d'une double rangée de palplanches par rangée de cylindres). C'est ainsi que pour des colonnes de 6 mètres de diamètre et des largeurs de palplanches de 3 mètres, on trouve S = 2,76 mq. et sur 2,76 mq., il y a plus de 2 mq. de surface cylindrique, lesquels exigent moins de béton et beaucoup moins d'acier que les surfaces planes à doubles armatures. L'économie résulte aussi de la quantité relativement faible de matériaux qu'exige un tel mode de construction. Pour fixer les idées, on mentionnera que le système Sanders appliqué à l'endiguement du Zuyderzée, d'une longueur totale de 29.300 mètres, ne coûterait que 25.000.000 de florins, alors que le projet économique arrêté par le gouvernement néerlandais s'élève à 40.000.000 de florins.

Les travaux maritimes disposent donc d'un mode de construction nouveau d'une grande simplicité et d'une durée illimitée ; on ne saurait même objecter que les armatures ne pourront à la longue se conserver intactes, en raison de la pénétration à la longue de l'eau de mer dans le béton des cylindres et palplanches. Les sondages opérés dans des ouvrages à la mer exécutés en ciment armé, il y a déjà de nombreuses années, ne permettent pas de faire de telles conjectures. Tout au contraire, on a toujours trouvé les aciers dénués de la moindre trace d'oxydation. Si même il en était autre-

ment au bout de nombreuses années, l'oxydation des armatures ne présenterait aucun inconvénient, attendu que, alors, d'une part le béton aurait acquis des résistances considérables à l'extension et à la compression, et d'autre part, les poussées des terres et de l'eau se neutralisant en partie, les efforts résultants de toutes natures auraient considérablement diminué d'intensité.

---

# APPENDICE

## PRINCIPES DE CONSTRUCTION DU BÉTON FRETTÉ

### I. — ÉTUDES DE M. CONSIDÈRE

Diverses considérations théoriques ont amené M. Considère à penser qu'on obtiendrait de meilleurs résultats en frettant les pièces de béton comprimées au lieu de les armer longitudinalement suivant les types en usage; nous allons donner les points principaux d'une intéressante étude communiquée par M. Considère à l'Académie des Sciences et qui a été le point de départ des nombreuses applications du béton fretté, faites depuis par certains constructeurs.

307. Béton armé de barres longitudinales. — Les premiers constructeurs ont été amenés à armer le béton comprimé de barres longitudinales, reliées entre elles par des entretoises ou ceintures, lesquelles ont pour but d'empêcher le fléchissement prématuré des barres longitudinales. Les mortiers et bétons soumis à la compression se brisent toujours par glissement suivant des plans inclinés sur la direction de l'effort; or on ne voit pas comment les armatures longitudinales, c'est-à-dire parallèles à ces surfaces de rupture pourraient empêcher la séparation des molécules et leur unique but serait alors d'ajouter leur résistance propre à celle du béton. Mais l'effet de ces armatures se complique pour les raisons suivantes : le retrait que le ciment tend à prendre quand il fait sa prise à l'air, développe dans les pièces armées des efforts intérieurs d'une grande intensité, tension dans le béton et pression dans le métal ; or en ne tenant pas compte de ce genre d'efforts, divers auteurs ont commis des

erreurs importantes dans l'interprétation d'expériences à la flexion. Il importe donc de savoir quelle est la pression fournie par le métal des armatures dans une pièce comprimée, au moment où elle va périr par l'écrasement du béton qui se produit longtemps avant celui du métal. Le béton de qualité courante peut supporter des raccourcissements de 0 mm.7 à 1 mm. et parfois davantage qui augmenteraient de 14 à 20 kg. la pression du métal ; cet effort ajouté à la pression préalable de 5 à 10 kg. donnerait une somme égale ou supérieure à la limite d'élasticité du fer ; on peut donc dire que dans les pièces armées de barres longitudinales réunies ensemble par des entretoises ou des liens trop faibles si ce n'est trop espacés pour fretter efficacement le béton, la résistance totale à l'écrasement s'écarte peu de la somme de la résistance à l'écrasement du béton et de la résistance fournie par les armatures longitudinales travaillant à la limite d'élasticité du métal. Pendant la période élastique du début, le métal comprimé d'avance par la tendance du béton au retrait, produit des résistances importantes.

308. Armatures transversales. — La tendance au glissement sur des plans obliques doit être combattue par des armatures transversales qui traversent ces plans ; cette idée a été exprimée pour la première fois par MM. Kœnen et Wayss dans leur brevet de 1892. Les armatures peuvent être :

1° Disposées vers le centre de la pression, système peu économique, car c'est là où le métal est le moins utile.

2° Composées de treillis à mailles rectangulaires formées de fils de métal croisés et parallèles aux côtés de la section.

3° Formées de circonférences constituant un frettage noyé dans le béton à une profondeur nécessaire pour le garantir contre les intempéries.

A poids égal de métal, la 3e méthode a donné une résistance à l'écrasement sensiblement deux fois plus grande avec les frettes qu'avec les treillis.

309. Considérations théoriques relatives du béton fretté. — On a préparé un certain nombre de prismes formés de béton de

diverses qualités et entourés de frettages de dispositions et dimensions différentes ; les uns étaient munis d'armatures longitudinales alors que les autres n'en avaient pas. Pour ces divers cas, on a calculé la résistance à l'écrasement qu'auraient manifestée des prismes de sable sans cohésion, consolidés par les mêmes frettages, mais ayant même coefficient de frottement et même coefficient de gonflement que le béton. L'excès de la résistance mesurée d'un prisme de béton, sur la résistance d'un prisme similaire en sable, ne peut-être attribué qu'aux effets directs ou indirects de la cohésion, appelés « résistance propre du béton ». Donc il suffira d'évaluer la résistance d'un prisme de sable ayant le même frettage et d'y ajouter la résistance propre du béton que l'on sait calculer.

310. Résistance du sable fretté. — Il va de soi que le frettage du sable sans cohésion ne peut être obtenu que par une enveloppe continue ayant même poids que le frettage discontinu du béton. Soit P la pression par centimètre carré exercée sur la surface supérieure d'un cylindre vertical d'une matière sans cohésion dont le frottement est $f$. La force latérale qui empêche l'écrasement est par cm² :

$$\frac{P}{K}; \text{ K étant égal à } \frac{1}{\operatorname{tg}^2 \frac{f}{2}}$$

Soit $s$ l'aire de chacune des 2 sections symétriques qu'un plan méridien détermine dans le frettage, $r$ le rayon de base du cylindre, $h$ sa hauteur ; la pression par unité de contact exercée sur le sable par le métal est $\frac{s}{2h}$. La surface supérieure pourra donc porter $\frac{K}{r\,h}$ par unité de surface et $\frac{\pi\,K\,r\,s}{h}$ pour toute la surface de la base. Le volume du métal étant $2\,\pi\,r\,s$, le rapport de la résistance que le frettage donne au sable est $U = \frac{K}{2\,h}$. Si l'on emploie des armatures longitudinales ordinaires ce rapport sera :

$$U_1 = \frac{s}{s\,h} = \frac{1}{h}$$

d'où $\frac{U}{U_1} = \frac{K}{2}$ ; or $K = 4,8$ d'après les expériences faites sur du sable et du béton ; il en résulte donc que la résistance communiquée au sable par les frettes est 2,4 fois plus grande que celle fournie par des armatures longitudinales de même poids. Mais les pièces comprimées peuvent aussi périr par le flambement et à ce point de vue la résistance est proportionnelle à leur coefficient d'élasticité. Si $g$ est le rapport du gonflement transversal au raccourcissement longitudinal, les frettes ne s'allongent que de $gi$ lorsque les armatures longitudinales se raccourcissent de $i$ ; par suite, les augmentations du coefficient d'élasticité données au cylindre par les frettes et par les armatures longitudinales sont proportionnelles à $gi \frac{K}{2}$ et à $i$, ou à $g \frac{K}{2}$ et à 1, ou encore à 2,4 $g$ et à 1 ; mais la valeur de $g$ qui convient au béton fretté n'a pas encore été déterminée ; la seule expérience qu'on puisse invoquer a porté sur du béton non armé et a donné pour $g$ la valeur 0,40. M. Considère a adopté : $g = 0,375$ car cette valeur cadre bien avec des résultats d'expériences ; on peut donc conclure de là que le frottement produit par le frettage donnerait au prisme un coefficient d'élasticité qui serait $0,375 \times 2,4 = 0,90$ de celui d'armatures.

311. Recherches expérimentales. — M. Considère a fait plusieurs séries d'expériences sur des prismes de béton fretté.

1° en 1901 plusieurs prismes de mortier ayant 40 mm. de diamètre, frettés de fil de fer fin, furent soumis à des essais de compression et on releva les indications suivantes :

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Poids de ciment par mètre cube de sable . . . . . . . . . . | 400 k | 400 k | 400 k | 400 k | 433 k |
| Age du mortier au moment de l'essai | 8 jours | 14 jours | 22 jours | 23 jours | 100 j. |
| Pourcentage du métal en volume . . | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,02 | 0,034 |
| Résistance à l'écrasement par cm² de section . . . . . . . . . . | 342 k | 460 k | 518 k | 347 k | 740 k |
| Résistance à l'écrasement du béton non fretté . . . . . . . . . | 40 k | 50 k | 60 k | 60 k | 170 k |
| Augmentation de résistance produite par les frettes . . . . . . . . | 302 k | 390 k | 458 k | 287 k | 570 k |
| Produit du pourcentage par 55k . . | 110 | 192 | 220 | 110 | 187 |
| Rapport des chiffres des 2 dernières colonnes . . . . . . . . . | 2,7 | 2,0 | 2,1 | 2,6 | 3,0 |

Les nombres de la 7e ligne représentent la résistance à l'écrasement qu'aurait donnée, si on avait employé des barres longitudinales, le poids de métal utilisé en frettes.

Les chiffres de la 8e ligne indiquent les rapports des coefficients d'utilisation au point de vue de la résistance à l'écrasement du métal employé en frettes et en armatures longitudinales. En examinant la résistance à l'écrasement donnée par le seul mortier ayant fait sa prise, on voit qu'elle se rapproche sensiblement de celle du fer ordinaire.

2° — 38 prismes plus gros, de 0m.30 à 0m.40 de section et 0m.80 à 1 m. 30 de hauteur, ont été construits plus tard avec du béton composé de 300 kg. de ciment, 0 m³ 800 de gravier et 0 m³ 400 de sable ; des expériences exécutées sur ces prismes ont permis de faire les déductions suivantes :

Le 1er groupe renfermait 6 prismes : le prisme A n'était pas armé ; il s'est écrasé sous la charge de 74 kg. par centimètre carré ; le prisme B était armé de spires hélicoïdales de 140 mm. de diamètre formées d'un fil de fer écroui de 6 mm. 27 de diamètre ; les spires étaient espacées de 30 mm. d'axe en axe ; ce prisme s'est écrasé sous la pression de 360 kg. par centimètre carré ; les spires du prisme C étaient formées de fils de fer de 4 mm. 27 de diamètre, espacées de 15 mm. d'axe en axe ; la pression de 380 kg. par cm² ne l'a pas écrasé. Les prismes D et E étaient frettés respectivement comme B et C et renfermaient en outre 8 fers longitudinaux de 6 mm. 27 ; ils ont flambé avant de s'écraser, le 1er sous la pression de 320 kg. par cm² et le 2e sous la pression de 330 kg. Le prisme F avait 8 armatures longitudinales de 9 mm. de diamètre, réunies par des ceintures de 4 mm. 27 espacées de 80 mm. ; il s'est rompu sous la faible pression de 170 kg. par cm².

312. Propriétés générales du béton armé et du béton fretté. — Il résulte de ces expériences que le béton non armé ou armé de barres longitudinales travaillant à la compression doit être classé parmi les matériaux fragiles qui se brisent brusquement. Pour les prismes frettés, au contraire, le raccourcissement s'est accentué rapidement et des avaries n'ont commencé, par exemple pour le

prisme C, qu'avec le raccourcissement considérable de 3 mm. 55 par mètre. En résumé le béton fretté supporte sans s'écraser des charges beaucoup plus fortes et ne se brise que longtemps après que les fissures de l'enveloppe et les exagérations des déformations ont signalé l'approche du danger.

313. Espacement des frettes. En observant les déformations des prismes, on a remarqué que les pressions supportées par chacun d'eux, au moment des premières avaries du béton recouvrant les frettes, n'avaient aucun rapport avec le pourcentage des frettes. Mais les faits suivants ont été remarqués :

1° Pour le prisme B, les fissures sont apparues sous la charge de 121 kg. et le béton s'est écaillé entre 2 spires écartées de 30 mm. ;

2° dans le prisme C, fretté de spires distantes de 15 mm., les fissures sont apparues seulement vers 174 kg. par cm² ;

3° dans les prismes D et E, les fissures sont apparues à 204 et 236 kg., car le quadrillage formé par les barres longitudinales et les spires a opposé un obstacle efficace à l'écaillement du béton. De ces faits et d'autres encore on peut déduire qu'on est conduit à adopter un écartement de 1/7e à 1/10e du diamètre pour les spires, lorsqu'on y ajoute des armatures longitudinales.

314. Ductilité du béton fretté. — Plusieurs exemples ont établi la grande ductilité du béton fretté : 1° les vagues ayant ployé une balise formée d'un tube métallique, de 19 cm. de diamètre, rempli de ciment Portland et lui ayant donné un rayon de courbure de 55 cm., on en a scié un tronçon et on a reconnu que le ciment n'était traversé dans la partie comprimée que de rares fissures.

2° Un prisme dosé à 600 kg. de ciment pour 1 m³ 200 de gravier et sable qui avait supporté une pression de 557 kg. par centimètre carré présentait une très forte déformation en forme de S de 10 cm. de flèche au milieu, ce qui correspond à un rayon de courbure de 60 cm. seulement ; or les fibres de béton situées du côté du plus grand rayon n'avaient pu subir d'allongement sensible, puisqu'elles ne présentaient aucune fissure ; la courbe était donc produite par le raccourcissement des fibres comprimées ; on a dépouillé ensuite ce

prisme des spires et des barres longitudinales et le béton qui restait seul sur une hauteur de 1 m. 30 avait encore une consistance assez grande pour pouvoir être manipulé sans se briser ; il a encore fallu une charge de 195 kg. appliquée transversalement en son milieu pour déterminer la rupture. On doit conclure de ces faits que le béton fretté supporte sans se désagréger des raccourcissements considérables et conserve une grande partie de sa résistance primitive ; il paraît légitime d'en déduire que dans les limites de faibles déformations qui se produisent dans les constructions, la résistance du béton fretté peut être considérée comme constante à partir du moment où elle a atteint son maximum.

315. Elasticité. Constatation des faits. — La résistance au flambement dépend du coefficient d'élasticité que M. Considère a étudié attentivement sur le béton fretté, d'après les expériences suivantes : les prismes avaient 150 mm. de diamètre et 1 m. 30 de long ; ils étaient constitués comme ci-après.

Prismes G et H : 600 kg. de ciment ; spires de 6 mm. 27, espacées de 20 mm. 08 ; 8 barres longitudinales de 9 mm.

Prisme I : 600 kg. de ciment ; spires de 6 mm. 27, espacées de 20 mm. 08 ; 20 barres de 7 mm.

Prisme J : 300 kg. de ciment ; spires de 6 mm. 27, espacées de 20 mm. 08 ; 8 barres de 7 mm.

Ils ont été soumis à une série de chargements et de déchargements pour lesquels on a relevé les indications ci-contre :

Ce tableau permet de constater que le coefficient d'élasticité moyen sous les charges inférieures à 200 kg. par cm² était de $5 \times \overline{10}^9$ pour le premier prisme et de $2 \times \overline{10}^9$ pour le deuxième prisme de la même composition ; cette énorme différence résulte de ce que la quantité d'eau employée a été convenable pour le 1^er^ prisme et très exagérée pour le 2^e^ ; il est donc presque impossible de fabriquer 2 prismes semblables et par suite d'étudier très exactement le coefficient d'élasticité. L'observation des déformations pendant les chargements et les déchargements effectués a donné les résultats suivants qui présentent un grand intérêt pratique :

1° Il s'est produit un raccourcissement permanent, lequel aug-

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pressions par cm² | 74 | 130 | 167 | 232 | 269 | 316 | 269 | 232 | 167 | 130 | 74 | » |
| Raccourcissement prisme G | 0,12 | 0,24 | 0,33 | 0,40 | 0,66 | 1,22 | 1,22 | 0,96 | » | » | » | 0,37 |
| id. id. H | 0,44 | 0,70 | 0,89 | 1,10 | 1,44 | 1,80 | 1,67 | 1,56 | » | 1,26 | 1,22 | 0,63 |
| id. id. I | 0,30 | 0,52 | 0,67 | 0,89 | 1,11 | 1,14 | 1,13 | 1,03 | 0,90 | 0,85 | » | 0,26 |
| Pressions par cm² | 130 | 232 | 316 | 344 | 362 | 381 | 394 | 437 | 474 | | | |
| Raccourcissement prisme G | 1,14 | 1,37 | 1,64 | 1,68 | 1,74 | 2,10 | 3,44 | 4,92 | flambement à 4,90 | | | |
| id. id. H | 1,37 | 1,63 | 1,89 | 1,91 | 2,37 | 2,40 | | | flambement à 4,46 | | | |
| id. id. I | 0,85 | 1,03 | 1,37 | 1,48 | 1,60 | 1,93 | 2,20 | | flambement à 5,57 | | | |
| Pressions par cm² | 37 | 74 | 140 | 167 | 178 | 214 | 232 | 251 | 232 | 214 | 198 | |
| Raccourcissement prisme J | 0,37 | 0,60 | 0,70 | 0,82 | 1.11 | » | 1,44 | 2,11 | 2,10 | 2,05 | 2,00 | |
| Pressions par cm² | 167 | 140 | 74 | 37 | 0 | 37 | 74 | 140 | 167 | 198 | 214 | |
| Raccourcissement prisme J | 1,95 | 1,90 | 1,56 | 1,37 | 0,89 | 1,33 | 1,52 | 1,82 | » | 2,10 | 2,11 | |
| Pressions par cm² | 232 | 251 | 280 | 306 | 362 | 372 | | | | | | |
| Raccourcissement prisme J | 2,14 | 2,30 | 2,40 | 2,50 | 3,20 | 4,30 | | | | | | |

mente lorsqu'on répète le même chargement, mais de moins en moins vite et tend vers une limite difinitive.

2° Les courbes de déformations sont concaves et leur concavité est tournée vers l'axe des pressions, tandis que dans le premier chargement elles sont tournées en sens contraire.

3° On a remarqué que dans le béton fretté, contrairement à ce qui se passe pour les autres matériaux, lorsqu'on a procédé à un premier chargement, le coefficient d'élasticité est d'autant plus élevé que la pression a été plus forte, sans dépasser toutefois la charge précédemment subie.

La conclusion qui découle de ces expériences est la suivante : L'application d'une première pression à un prisme fretté, si forte qu'elle soit, a pour résultat d'élever jusque là sa limite d'élasticité ; le coefficient d'élasticité que développe ensuite le béton fretté dans toutes les variations de pression, comprises entre un faible minimum et la charge appliquée précédemment, est supérieur au coefficient d'élasticité le plus fort que le prisme possédait avant l'épreuve et qui ne se maintenait que jusqu'à une pression peu élevée.

L'excès du coefficient d'élasticité du béton éprouvé sur le coeffi-

cient primitif, avant épreuve, est d'autant plus grand que le béton a été plus mal fabriqué et avait originairement une qualité moins bonne.

316. Elasticité. Analyse des faits. — On a employé deux procédés : Le 1er a consisté à fabriquer des prismes aussi identiques que possible et à tenir compte des corrections, des différences constatées de leurs qualités originelles. Le 2e a consisté à expérimenter un prisme d'abord avec ses spires, puis après l'enlèvement de ces dernières. La 1re méthode a donné les résultats suivants : Après avoir fait pour l'un des prismes les corrections motivées par les expériences préliminaires, on a constaté que l'augmentation du coefficient d'élasticité produit par le frettage était sensiblement égal aux 90/100 du coefficient d'élasticité d'armatures longitudinales renfermant le même poids de métal. Le 2e procédé aurait permis de constater immédiatement l'effet des frettes, si malheureusement on n'avait oublié dans les essais de détacher avec le burin la couche de béton recouvrant les spires ; on a réduit toutefois l'erreur à peu de chose en évaluant la résistance propre que le béton avait pu fournir et on a constaté que le coefficient d'utilisation des frettes s'élevait à 200 p. 0/0 de celui des armatures longitudinales lorsque la charge précédemment subie est restée notablement en dessous de la limite d'élasticité ; à 160 p. 0/0 lorsque cette charge s'est approchée de la limite d'élasticité et à 63 0/0 seulement lorsque la limite en question a été dépassée dans le chargement préalable.

On peut donc dire que le métal des frettes ne commence à se fatiguer sérieusement dans le premier chargement des pièces conservées à l'air que lorsque celui des armatures longitudinales, ayant atteint sa limite d'élasticité, est à bout de force et ne peut donner sensiblement davantage. Ces résultats auraient une autre allure pour les pièces qui auraient été conservées à l'eau ; au lieu de se contracter, le béton se dilaterait en mettant en tension les frettes et les armatures longitudinales.

317. Elasticité et résistance propre du béton dans les pièces frettées. — Les expériences précédentes effectuées d'abord sur

des prismes frettés et ensuite sur les mêmes prismes dépourvus d'armatures, ont montré que la pression du béton qui a été fretté reste constante après s'être élevée à un certain maximum et ce, malgré l'augmentation de la déformation, au moins dans des limites assez étendues. En outre la charge moyenne supportée par le béton après avoir subi un premier chargement et après avoir été dépourvu de ses frettes a été en moyenne de 110 kg. par centimètre carré, alors que les prismes fabriqués avec le même béton sans le secours des frettes, n'ont donné que 62 à 82 kg. de résistance initiale. La compression préalable à l'abri du frettage a donc eu pour effet de donner au béton, outre une plus grande ductilité, une augmentation de résistance propre de 50 kg. par cm² environ.

318. Régles pratiques pour le calcul des pièces frettées. — La limite d'élasticité que les pièces frettées présentent dans le premier chargement dépend évidemment de celle du béton qui est atteinte avant celle du métal, et on peut admettre, comme moyenne, que les raccourcissements s'accélèrent beaucoup, et que par suite la limite pratique est atteinte lorsque le raccourcissement arrive à 0,8 mm. ou 1,3 mm. On négligera dans le calcul le fait, pourtant constaté précédemment, que, dans les pièces frettées, le béton développe une résistance supérieure de 50 0/0 à celle des prismes non frettés. On pourra alors établir les règles suivantes :

1° Dans le premier chargement le coefficient d'élasticité d'une pièce frettée est la somme du coefficient d'élasticité du béton et de ceux des armatures longitudinales existantes et d'armatures longitudinales fictives dont le volume serait égal aux 90/100 de celui du frettage.

2° Dans les variations d'efforts inférieurs à une charge précédemment supportée, le coefficient d'élasticité d'une pièce frettée est la somme des coefficients du béton augmenté par l'épreuve et de ceux des armatures longitudinales existantes et d'armatures longitudinales fictives, dont le volume serait le double de celui du frettage.

3° La limite d'élasticité d'une pièce frettée est égale, dans le premier chargement, à la limite naturelle d'élasticité du béton, majorée de la résistance des armatures et du frettage, correspondant à un

raccourcissement de 0,8 mm. à 1,8 mm. et calculée sur les bases indiquées ci-dessus pour le coefficient d'élasticité du premier chargement.

4° Tout chargement a pour effet de rendre la limite d'élasticité sensiblement égale à la pression subie.

5° La résistance à l'écrasement d'une pièce frettée dépasse la somme des 3 éléments suivants : 1° résistance à l'écrasement du béton employé sans armatures ; 2° résistance des armatures longitudinales travaillant à la limite d'élasticité ; 3° résistance que produiraient à la limite d'élasticité du métal formant les frettes, des armatures longitudinales fictives dont le volume serait égal à celui des frettes multiplié par 2,4.

319. Résistance au flambement. — La formule d'Euler :

$$N = E\,\pi^2 \frac{r^2}{l^2}$$

dans laquelle :

N est la résistance de la pièce ;
E le coefficient d'élasticité ;
$r$ le rayon de giration de la section transversale ;
$l$ la longueur de la pièce entre articulations ;
est rigoureusement exacte pour des pièces très longues, mais elle donne des résultats éloignés de la réalité pour des pièces moyennes. On peut la mettre sous la forme :

$$\frac{r}{l} = \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{N}{E}}$$

qui permettra de déterminer la valeur du rapport $\frac{r}{l}$ pour laquelle la résistance au flambement aurait une valeur donnée quelconque.

La valeur de E est soumise aux remarques suivantes : On est ici en présence de deux coefficients d'élasticité : 1° celui du premier chargement, s'il s'agit d'une pièce n'ayant jamais subi de charges plus élevées, et 2° le coefficient d'élasticité du déchargement. Lequel attribuer ? Si $m$ est le rapport du plus petit au plus grand des deux

coefficients et si $x$ est la distance de l'axe neutre de flexion aux fibres extrêmes dont l'élasticité est la moindre, on aura :

$$m\,x^2 = (1 - x)^2$$

d'où :

$$x = \frac{1}{1 + \sqrt{m}}$$

Il en résulte que si on conserve le coefficient d'élasticité le plus élevé, on prend :

$$m = 1 - 0{,}50 - 0{,}25 - 0{,}09$$

les valeurs du moment seront proportionnelles à :

$$1 - 0{,}68 - 0{,}44 - 0{,}21.$$

Si $m$ diffère peu de l'unité, on adoptera pour E la moyenne des deux coefficients d'élasticité. En appliquant ces considérations aux prismes précédents G. H. I. pour lesquels les coefficients d'élasticité étaient : $2 \times 10^9$ et $4 \times 10^9$

on aurait : $\frac{r}{l} = 0{,}0091$

et : $N = 230 \times 10^4$ ou $r = 27\,d$

Donc pour qu'une pièce en béton atteigne une résistance au flambement égale à 230 kg. par cm², il faut et il suffit que sa longueur entre appuis ne dépasse pas 27 diamètres.

320. Coefficient de sécurité. — Il n'y a pas de principe unanimement adopté pour la détermination des coefficients de sécurité ; on se base tantôt sur la résistance à la rupture, tantôt sur la limite d'élasticité pour déterminer le travail ; il est donc utile de comparer le béton fretté aux autres modes de construction. Par rapport aux constructions métalliques, le béton fretté présente de nombreux avantages ; durée indéfinie, conservation du métal, pas d'affaiblissement par le rivetage : etc. Comparé aux pièces armées longitudinalement le béton fretté a l'avantage de pouvoir supporter des raccourcissements 20 à 30 fois plus grands sans se rompre ; or il est d'usage d'adopter pour les constructions métalliques un coefficient de sécurité qui est de 2 à 2,5 par rapport à la limite d'élasticité et à

la charge de flambement. On pourrait donc admettre le même coefficient pour le béton armé et le béton fretté, mais pour ce dernier, M. Considère conseille de porter à 3 ou 3,5 la marge de sécurité, pour tenir compte ainsi de l'expérience en fait de construction que le béton fretté ne possède pas encore.

321. Types de frettage. — Les conditions d'un bon frettage sont les suivantes :

Les frettes doivent être assez rapprochées et former, avec les barres longitudinales, un réseau suffisamment serré pour que le béton ne puisse pas s'échapper entre ses mailles.

Les noyaux frettés doivent être pleins ou ne présenter que des vides de peu d'importance.

La projection des frettes sur un plan perpendiculaire à l'axe des prismes doit être convexe.

322. Poteaux et colonnes. — Outre ses avantages généraux, le béton fretté a, dans les poteaux et colonnes, celui de diminuer l'encombrement, parce qu'il permet d'augmenter les pressions unitaires et de diminuer les sections. Comme exemple, on citera les poteaux de 68 × 68 centimètres, chargés symétriquement, qui portent 700 tonnes dans l'usine de MM. Menier, à Noisiel-sur-Marne. La pression par $cm^2$ s'élève au chiffre exceptionnel de 150 kg. Le béton renferme 450 kg. de ciment par $m^3$, et le pourcentage du métal est de 4 0/0 pour les spires et de 2 0/0 pour les barres longitudinales.

Lorsque les circonstances ne commandent pas des dispositions exceptionnelles, on emploie des dosages de ciment et des pourcentages de métal plus faibles, et on limite les charges à des chiffres variant entre 60 et 120 kg. par centimètre carré.

*Poutres*. — On sait que s'il s'établit une continuité réelle dans les poutres à plusieurs travées, on est conduit à armer fortement les fibres supérieures au-dessus des appuis intermédiaires ; mais il est plus difficile de renforcer les fibres inférieures autrement que par un frettage énergique.

*Ponts*. — Le premier pont fretté a été le pont d'expérience cons-

truit dans une dépendance de la gare d'Ivry-Orléans, essayé à outrance en novembre 1902.

La portée de l'ouvrage était de 20 mètres. Les deux maîtresses-poutres, espacées d'axe en axe de 1 m. 50 étaient des bow-string de 2 m. 30 de flèche. Les membrures supérieures et comprimées étaient fortement frettées ; elles avaient 0 m. 15 de diamètre, en général et 0 m. 10 seulement dans le panneau central où l'on avait voulu expérimenter, sous de très fortes charges, le béton fretté à grande résistance. Les membrures inférieures et tendues étaient droites et réunies entre elles par le tablier. Elles avaient un diamètre de 0 m. 15 ; elles étaient armées de barres longitudinales et entourées d'un frettage dont le but était de consolider les assemblages.

Cet ouvrage dont le poids était de 30 tonnes, a supporté 241 tonnes de rails. Au moment de la rupture, la pression du béton dans le noyau fretté était de 460 kg. dans les membrures de 0 m. 15 et de 719 kg. dans les membrures de 0 m. 10.

Les ponts actuellement en cours de construction sont : un pont sur un bras de la Marne de 44 m. 50 d'ouverture, réunissant les usines Menier des deux rives ; deux viaducs à Avranches et à Coutances, du réseau des chemins de fer de la Manche ; le viaduc d'Avranches, dont la longueur est de 86 mètres, comporte une voûte de 33 m. 60 de portée franchissant la Sée, en bow-string de 30 m. 20 passant par dessus les voies de la Compagnie de l'Ouest, et des poutres droites de 10 m. 40 de portée.

On mentionnera également un pont sur le Paillon à Nice, de 111 mètres de longueur, formé de poutres droites réellement continues ayant 14 m. 40 de portée.

*Pieux.* — L'emploi du béton fretté pour la construction des pieux, destinés à être enfoncés par battage, permet d'éviter l'emploi de faux pieux qui présentent l'inconvénient de diminuer l'effet du choc.

Les pieux en béton fretté battus à Noisiel, pour l'établissement des fondations de l'usine Menier avaient en général 11 m. 50 de longueur et une section octogonale de 0 m. 35 de diamètre. Le béton renfermait 450 kg. de ciment pour 400 litres de sable et

800 litres de gravier. Le pourcentage des armatures était au total de 3 0/0.

Après 6 semaines de prise faite en plein hiver, les premiers pieux ont parfaitement supporté le battage. Les autres ont été enfoncés à un âge plus avancé. On y a employé une sonnette Lacour dont le mouton pesait 2.000 kg. et tombait de hauteurs variables jusqu'au maximum de 2 mètres.

323. Prix de revient. — Pour confectionner les frettes, on enroule directement sur un tambour les barres de petit diamètre, livrées en rouleaux de 60 mètres de longueur et les grosses barres, de 10 mètres. Un treuil à deux vitesses, coûtant environ 300 fr. suffit pour enrouler ainsi des barres ayant jusqu'à 26 millimètres de diamètre.

Pour tous les diamètres, la dépense en main-d'œuvre directe, aux prix de Paris, est comprise entre 0 fr. 70 et 1 franc par 100 kg. de métal.

La mise en place des spires est peu coûteuse et d'autant moins qu'elles sont formées de plus grosses barres. Plus elles sont rigides, plus on peut espacer les ligatures qui les réunissent aux armatures longitudinales.

Le bétonnage des pièces verticales ne présente aucune difficulté; celui des pièces horizontales est moins rapide que celui des poteaux, mais n'est pas sensiblement plus difficile que celui des poutres armées, suivant l'usage, de barres longitudinales et d'étriers.

En somme la fabrication du béton fretté ne coûte pas plus cher que celle du ciment armé.

## II. — ESSAIS DE M. SANDERS

324. — Description et but des essais. — M. Sanders, ancien ingénieur de la Société « Amsterdamsche Fabriek van Cement Ijzerwerken » Wittenburg, a fait au début de l'année 1903 une série d'expériences sur des prismes armés de barres horizontales et soumis à la compression. Les armatures quoique formées de barres très rapprochées, n'étaient pas réunies entre elles et ne pouvaient

par suite constituer un « frettage » analogue à celui de M. Considère. Néanmoins il est utile de rapprocher ces résultats de ceux obtenus précédemment, car ils ont pour objet de mettre en relief l'effet des armatures horizontales dans un prisme chargé debout.

M. Sanders a confectionné les prismes suivants :

N° 1. — Section 0 m. 17 × 0 m. 17 ; hauteur 0 m. 17, sans aucune armature.

N° 2. — Section 0 m. 17 × 0 m. 17 ; hauteur 0 m. 17 :

4 barres, $d = 8$ (2 dans chaque sens placées vers le milieu de la hauteur ; (pourcentage en volume 0,7).

N° 3. — Section 0 m. 17 × 0 m. 17 ; hauteur 0 m. 17 :

8 barres, $d = 8$ (4 dans chaque sens placées vers le milieu de la hauteur ; pourcentage 1,4).

N° 4. — Section 0 m. 17 × 0 m. 17 ; hauteur 0 m. 17 :

16 barres, $d = 8$ (2 séries de 8 barres chacune, pourcentage 2,8).

N° 5. — Section 0 m. 17 × 0 m. 17 ; hauteur 0 m. 17 :

24 barres, $d = 8$ (3 séries de 8 barres, pourcentage 4,2).

N° 6. — Section 0 m. 17 × 0 m. 17 ; hauteur 0 m. 30 :

80 barres, $d = 4$ (10 séries de 8 barres, pourcentage 2).

N° 7. — Section 0 m. 17 × 0 m. 17 ; hauteur 0 m. 30 :

152 barres, $d = 4$ (19 séries de 8 barres, pourcentage 3,74).

N° 7 bis. — Section 0 m. 17 × 0 m. 17 ; hauteur 0 m. 30 :

152 barres, $d = 6$ (19 séries de 8 barres, pourcentage 8,42).

N° 8. — Section 0 m. 17 × 0 m. 17 ; hauteur 0 m. 17 :

48 barres, $d = 4$ (6 séries de 8 barres, pourcentage 2,1).

N° 8 bis. — Section 0 m. 17 × 0 m. 17, hauteur 0 m. 17 :

48 barres, $d = 6$ (6 séries de 8 barres, pourcentage 4,7).

Toutes les barres étaient horizontales et dépassaient le béton de 2 à 3 cm. sur chaque face du prisme.

325. Essai n° 1. — On a d'abord confectionné les prismes n° 1, 2, 3, 4, 5, comme il vient d'être dit, avec un béton composé de :

1 volume de ciment ;
2 volumes de sable ;
2 volumes de gravier.

Les résultats ont donné comme résistance à l'écrasement :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Prisme | n° 1 : | 95 kg. 5 | par centimètre carré. |
| — | n° 2 : | 100 kg. | — |
| — | n° 3 : | 122 kg. | — |
| — | n° 4 : | 109 kg. 5 | — |
| — | n° 5 : | 135 kg. 5 | — |

Ces premiers résultats montreraient que l'addition des tiges de métal n'a pas augmenté de façon très sensible la résistance du prisme en béton, laquelle s'est élevée de 40 kg. par centimètre carré pour le prisme n° 5, armé de 24 barres, $d = 8$.

326. Essai n° 2. — Les mêmes prismes n° 1, 2, 3, 4, 5 ont été de nouveau fabriqués avec un béton composé de :

1 volume de ciment ;
2 volumes de sable ;
3 volumes de gravier.

Les résultats ont été les suivants :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Prisme | n° 1 : | 90 kg. | par centimètre carré. |
| — | n° 2 : | 99 kg. | — |
| — | n° 3 : | 117 kg. | — |
| — | n° 4 : | 149 kg. | — |
| — | n° 5 : | 157 kg. | — |

L'accroissement de résistance est ici beaucoup plus rapide et régulier ; le prisme n° 4 paraît donner le maximum de résistance pour une solution économique, car le pourcentage atteint seulement 2,8 pour une résistance de 149 kg. par cent. carré. La distance verticale entre 2 séries de barres est de 0 m. 09 environ dans le prisme n° 4.

327. Essai n° 3. — Les mêmes prismes n° 1, 2, 3, 4, 5 ont été fabriqués avec un béton composé de :

1 volume de ciment ;
3 volume de sable.
3 volumes de gravier.

Résultats obtenus après chargement :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Prisme | n° 1 : | 118 kg. 50 | par centimètre carré |
| — | n° 2 : | 143 kg. | — |
| — | n° 3 : | 167 kg. | — |
| — | n° 4 : | 96 kg. | — |
| — | n° 5 : | 126 kg. 5 | — |

Ce qui montrerait que pour un dosage très faible, les armatures produisent peu d'effet et peuvent même procurer des résistances inférieures à celles obtenues sur un prisme non armé.

328. Essai n° 4. — Les prismes n° 1, 7, et 7 bis ont été confectionnés avec un béton composé de :

1 volume de ciment ;
4 volumes de sable.

Lequel a été employé par simple coulage.
Les expériences ont donné :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Prisme | n° 1 : | 49 kg. 45 | par centimètre carré |
| — | n° 7 : | 94 kg. 7 | — |
| — | n° 7 bis : | 149 kg. 1 | — |

Ce qui indiquerait que le simple coulage du mortier peut donner des résistances à l'écrasement très élevées pour des prismes munis d'une armature à mailles serrées et rapprochées les unes des autres dans le sens vertical ; la distance entre chaque série de barres des prismes n° 7 et 7 bis était de 0 m. 015 seulement, à peu près le pas de l'hélice des spires de M. Considère.

329. Essai n° 5. — Enfin on a exécuté les prismes n° 1, 8, 8 bis, avec un béton composé de :

1 volume de ciment ;
2 volumes de sable ;
3 volumes de gravier.

Ils ont accusé les résistances suivantes:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Prisme nº 1 : | 76 kg. 45 | par centimètre carré |
| — nº 8 : | 132 kg. 8 | — |
| — nº 8 bis : | 155 kg. 6 | — |

La hauteur relativement faible de ces prismes par rapport à leur section, ne permet pas de tirer des déductions bien précises de ces intéressantes expériences, mais on peut déjà en conclure que la résistance obtenue avec un mortier ou un béton de dosage moyen s'accroît d'autant plus que la distance entre les différentes séries d'armatures horizontales est plus faible; autrement dit, il y aurait intérêt à répartir la section de métal en un très grand nombre de barres lesquelles sont ainsi très rapprochées.

Dans les expériences de M. Sanders les prismes avaient 30 à 35 jours de fabrication.

# TABLE DES MATIÈRES

## PREMIÈRE PARTIE

## HISTORIQUE ET PROPRIÉTÉS

### CHAPITRE PREMIER

### HISTORIQUE



### CHAPITRE II

### PROPRIÉTÉS DU CIMENT ARMÉ

# DEUXIÈME PARTIE

## CALCUL DU CIMENT ARMÉ

---

### CHAPITRE III

#### CALCUL DES MOMENTS DE FLEXION ET DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES PIÈCES DROITES

## CHAPITRE IV

### Circulaire Ministérielle.

#### INSTRUCTIONS RELATIVES A L'EMPLOI DU BÉTON ARMÉ



### Interprétation de la Circulaire.



## CHAPITRE V

### CALCUL DES PIÈCES FLÉCHIES

*D'après la Méthode de MM. DE TEDESCO et FORESTIER*

## CHAPITRE VI

### MÉTHODE SIMPLIFIÉE DE CALCUL DES PIÈCES FLÉCHIES



## CHAPITRE VII

### CALCUL DES PIÈCES COMPRIMÉES

## CHAPITRE VIII

### CALCUL DES PIÈCES TENDUES

## CHAPITRE IX

### CALCUL DES PIÈCES COMPRIMÉES ET FLÉCHIES



## CHAPITRE X.

### CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES



## CHAPITRE XI.

### CHOIX ET PRÉPARATION DES MATÉRIAUX — COFFRAGE.

---

## TROISIÈME PARTIE

## FONDATIONS ET TRAVAUX HYDRAULIQUES.

---

### CHAPITRE XII.

### GÉNÉRALITÉS SUR LES TRAVAUX DE FONDATION.



### CHAPITRE XIII.

### FONDATIONS PAR SEMELLES ET RADIERS.



APPLICATIONS.

## CHAPITRE XIV.

### FONDATIONS SUR PIEUX.



## CHAPITRE XV

### FONDATIONS PAR PYLONES COMPRIMÉS.

## CHAPITRE XVI

### FONDATIONS SUR PUITS, TUBULAIRES, ET SUR CAISSONS. TRAVAUX HYDRAULIQUES



---

# QUATRIÈME PARTIE

# TRAVAUX PUBLICS

---

## CHAPITRE XVII

### PONTS A TRAVÉES RECTILIGNES

## CHAPITRE XVIII

### PONTS EN ARC



## CHAPITRE XIX

### NOTE SUR LE CALCUL DES ARCS

Par M. H. LOSSIER

Ancien Professeur agrégé à l'École Polytechnique de Zurich
et à l'Université de Lausanne.

## CHAPITRE XX.

### RÉSERVOIRS.



## CHAPITRE XXI.

### CANALISATIONS.



## CHAPITRE XXII.

### MURS DE SOUTÈNEMENT.

# CINQUIÈME PARTIE

## CONSTRUCTIONS INDUSTRIELLES ET PARTICULIÈRES.

### CHAPITRE XXIII.

#### PLANCHERS D'USINES.



### CHAPITRE XXIV.

#### SILOS.

## CHAPITRE XXV.

### PLANCHERS DE MAISONS D'HABITATION.



## CHAPITRE XXVI

### POUTRES CREUSES FABRIQUÉES D'AVANCE.



## CHAPITRE XXVII

### CLOISONS ET ESCALIERS



## CHAPITRE XXVIII

### TOITURES

## CHAPITRE XXIX

### ENCORBELLEMENTS



# SIXIÈME PARTIE

# TRAVAUX DIVERS

## CHAPITRE XXX

### TRAVERSES DE CHEMIN DE FER



## CHAPITRE XXXI

### SUPPORTS DE CANALISATION AÉRIENNE



## CHAPITRE XXXII

# APPENDICE

## PRINCIPES DE CONSTRUCTION DU BÉTON FRETTÉ



---

DIJON, IMPRIMERIE DARANTIERE

